

# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\* \* \* \* \*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

Nº 1.

### Korkzerkleinerungs-Anlage mit aufgebautem Korksilo und Wasserbehälter für die Korkstein-Fabrik Grünzweig & Hartmann in Ludwigshafen a. Rh.



ine bemerkenswerte Ausführung eines 43<sup>m</sup> hohen Turmes, in dem sowohl eine Anlage für Korkzerkleinerung wie auch ein Korkschnittsilo und ein Wasserbehälter auf einer Fläche von nur 13,3 · 13,3 <sup>m</sup> zusammengezogen wurden, ist seitens der Firma Wayss & Freytag A.-G., Niederlassung Frank-

furth a. M., für die Korksteinfabrik Grünzweig & Hartmann, Ludwigshafen a. Rh., i. J. 1914 ausgeführt worden. Sie kann als Schulbeispiel gelten für ähnliche Ausführungen bei eingeschränktem Baugelände (vergl. die Uebersicht der Gesamtanlage in Abb. 1 a. f. S.).

Der Bau besitzt in seinem unteren, der Korkzerkleinerungsanlage dienenden Teil vier Eisenbetondecken und zwar je eine über dem Keller-, Erd-, ersten sowie zweiten Obergeschoß. Diese Decken, die zwischen Eisenbetonträger und Unterzüge gespannt sind und zur Aufstellung der Zerkleinerungs- und anderer Apparate dienen, wurden mit Ausnahme der Decke über dem 2. Obergeschoß, für die nur eine Nutzlast von 300 <sup>kg/qm</sup> in Frage kam, für eine solche von 600 <sup>kg/qm</sup> berechnet. An einer Stelle der Kellerdecke, wo diese einer Durchfahrt dient (vergl. Abb. 2, die die äußere Erscheinung wiedergibt), wurde die der Berechnung zugrunde gelegte Nutzlast auf 800 <sup>kg/qm</sup> gesteigert. Bei der Decke über dem 2. Obergeschoß wurde zu Versuchszwecken über die Möglichkeit einer Schalldämpfung durch die Einlage von Korkplatten bei Eisenbetonbauten auf Wunsch der Bauherrschaft zwischen der Deckenplatte und ihren Trägern eine Korkstein-Isolierung angeordnet dergestalt, daß die Platte von allen Trägern durch eine 2 <sup>cm</sup> starke Korkzwischenlage getrennt wurde. Hierbei war zu berücksichtigen, daß die Beanspruchung des Korksteines einen Höchstwert von 2 <sup>kg/qcm</sup> nicht überschreiten durfte. Die Ausführung erfolgte so, daß der Korkstein sogar nur mit 0,5 <sup>kg/qcm</sup> beansprucht wird. In den auf der angebauten Seite der Anlage liegenden, mittleren Deckenfeldern der oberen drei Geschosse wurde in jedem Stockwerk je eine Oeffnung von 1,5 · 2 <sup>m</sup> (Abbildung 1, Grundriß v. 1. Obergeschoß) zum Aufstellen und Auswechseln der Maschinen vorgesehen, in der Decke über dem Kellergeschoß wurden zu diesem Zwecke zwei

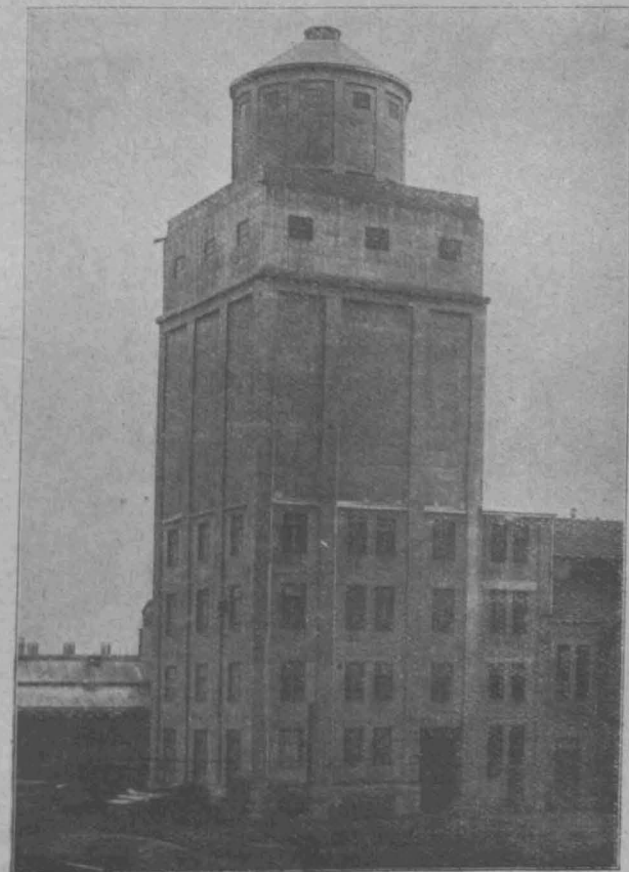


Abbildung 2. Äußere Erscheinung des Turmes.

großer Grundrißabmessung (Abbildung 1, Horizontalschnitt durch den Silo). Die Zellenböden sind als langgezogene Trichter zum Abzapfen der Korkschnitzel ausgebildet. Zu diesem Zweck sind die Trichter mit mehreren Abfüllöffnungen versehen, nämlich mit je einer schlitzartigen Öffnung im Trichtergrund und je 8 beiderseitig dieser Öffnung in den Trichterschragen angeordneten Aussparungen (Abb. 4, S. 4). Als Einheitsgewicht der Korkschnitzel wurde  $0,2 \text{ t/cbm}$  der Berechnung zugrunde gelegt, dies mit großer Sicherheit, da Korkschnitzel, lose geschichtet, nur  $0,12$  bis  $0,13 \text{ t/cbm}$  wiegen. Als Böschungswinkel wurden  $\gamma$  mit  $40^\circ$ , als

sich der Wasserbehälter als ein rundes Becken von  $170 \text{ cbm}$  Inhalt befindet. Die lichte Höhe des Wasserbehälters, der mit einem oberen Laufsteg versehen ist, beträgt  $4,5 \text{ m}$ , der lichte Durchmesser seines Grundrisses  $7 \text{ m}$ ; zwischen der im lichten Durchmesser  $9 \text{ m}$  großen Rotunde und dem Behälter verbleibt demnach noch ein rd.  $1 \text{ m}$  breiter Kontrollgang, der gleichzeitig den Behälter vor Frost schützt. Der Behälterboden spannt sich über ein aus 2 gekreuzten Trägern und einem Trägerviereck bestehenden Tragsystem, das sich auf 4 Säulen des Tropfbodens abstützt. Der Tropfboden wurde für eine Nutzlast von  $250 \text{ kg/qm}$  berechnet, seine Säulen sind

durch den Füllboden, den Silo und die Stockwerke der Zerkleinerungsanlage fortgesetzt und übertragen ihre Lasten durch eine  $8,2 \text{ m}$  im Quadrat messende Platte auf den Boden. Die Stichhöhe der den Behälter deckenden Kuppel beträgt rd.  $8 \text{ m}$ ; ihre Dachhaut wurde in nagelbarem Bimsbeton ausgeführt, sodaß sich die Dachdeckung ohne weiteres in einfachster Weise auf die Kuppel anbringen ließ. Die durch den Uebergang des quadratischen Unterbaues zur kreisförmigen Rotunde freibleibenden Deckenflächen über dem Beschickungsboden wurden als begehbare Plattform ausgebildet und in Fortsetzung des Tropfbodens stark ins Gefälle gelegt. Die Plattform, die eine geschlossene Brüstung aus Eisenbeton, erhielt, ermöglicht es, sie auch als Aussichtsturm zu benutzen.

Das Treppenhaus, das vom Kellergeschoß bis zur Plattform reicht und auch eine Verbindung zum Wasserbehälter besitzt, ist dem Bau als Vorlage angegliedert und in seinem unteren größeren Teil, nämlich bis zur Höhe des Beschickungsbodens, in Mauerwerk zur Ausführung gekommen. Von dieser Höhe an ist es jedoch in Eisenbeton als viereckiger Abschluß mit oberen ovalen und dar-

unter stehenden schmalen, rechteckigen Fenstern sowie mit Eisenverstärkung ausgebildet. Das Dach des Treppenhauses wurde ebenfalls wie das der Kuppel in Bimsbeton ausgeführt und erhielt die Form eines halbrunden Walmes.

Der ganz untere oberirdische Teil des Baues, soweit er die Zerkleinerungsanlage umfaßt, wurde als Eisenbetongerippe mit sichtbaren äußeren Säulen und Randträgern der Decke hergestellt; die Fächer zwischen den äußeren Säulen und den Randträgern wurden mit gefugtem Mauerwerk ausgesetzt. Die Außensäulen sind viereckig, die Mittelsäulen in den Geschossen dagegen achteckig; sie sind spiralbewehrt, um den Säulenquer-

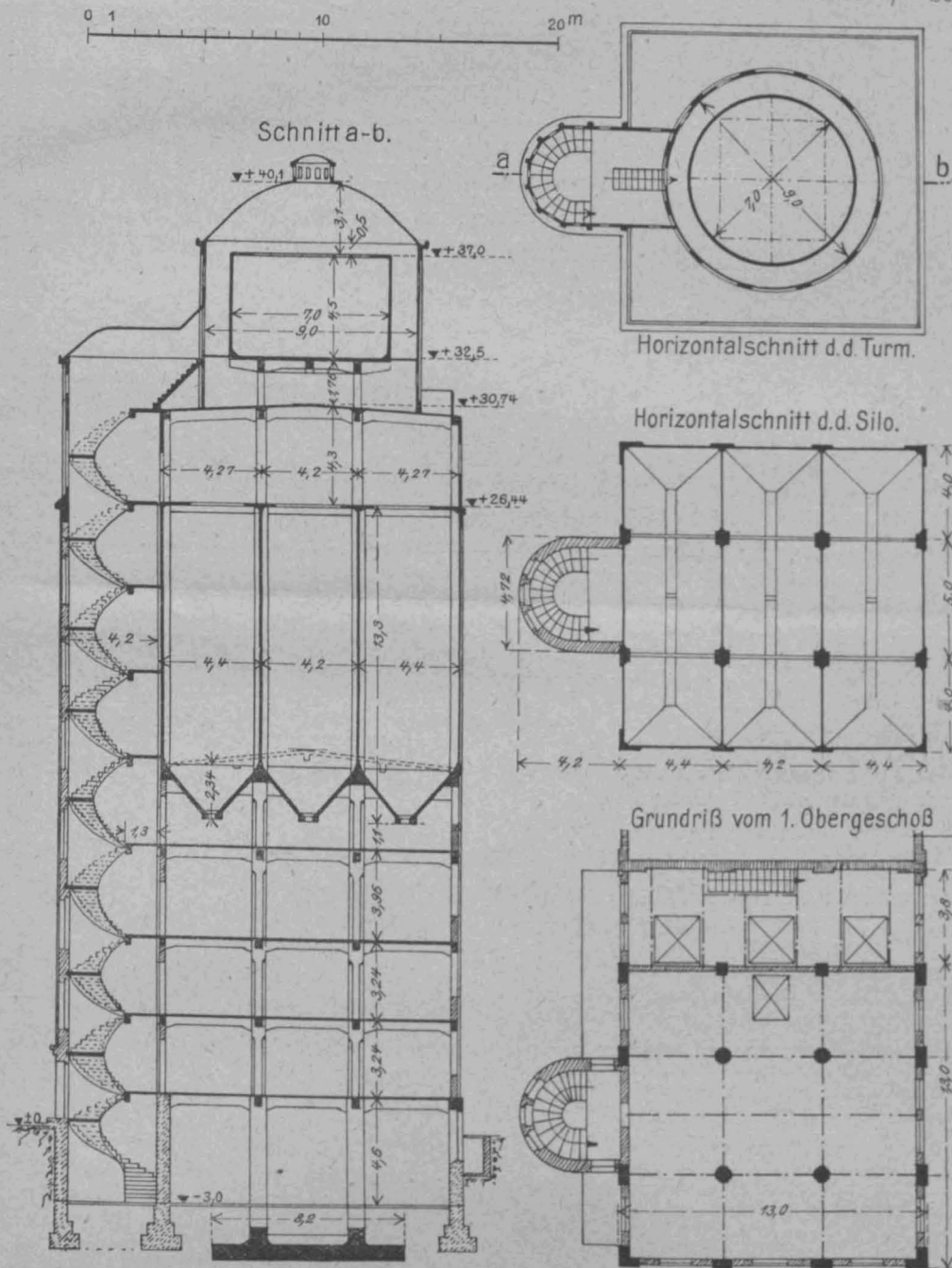


Abbildung 1a—d. Uebersicht der Gesamtanlage.

Reibungswinkel  $\varphi$  mit  $25^\circ$  angenommen. Die Zellen des Silos wurden oben mit einer über den Zellen ausgesparten Decke, für eine Nutzlast von  $300 \text{ kg/qm}$  berechnet, abgeschlossen; in Höhe dieser Abschlußdecke wurde ein äußeres Gurtgesims angeordnet, das den Silo deutlich und zu Gunsten der architektonischen Erscheinung von dem oberen Beschickungsboden trennt. (Vergl. Abbildung 2.)

Ueber dem Beschickungsboden erhebt sich der Aufbau für den ebenfalls in Eisenbeton ausgeführten Wasserbehälter (Abbildung 1, Horizontalschnitt durch den Turm). Dieser Aufbau hat die Gestalt einer kuppelbedeckten, mit einer Laterne bekrönten Rotunde, in der



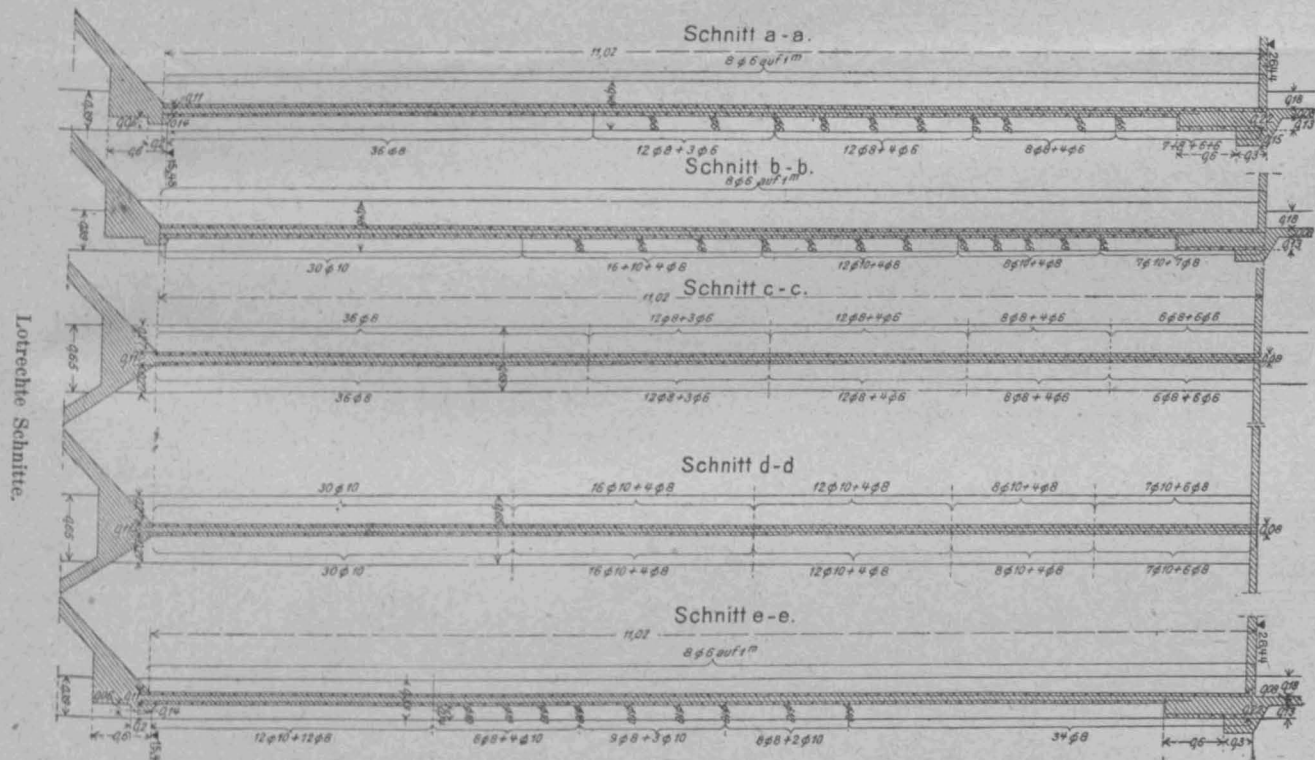
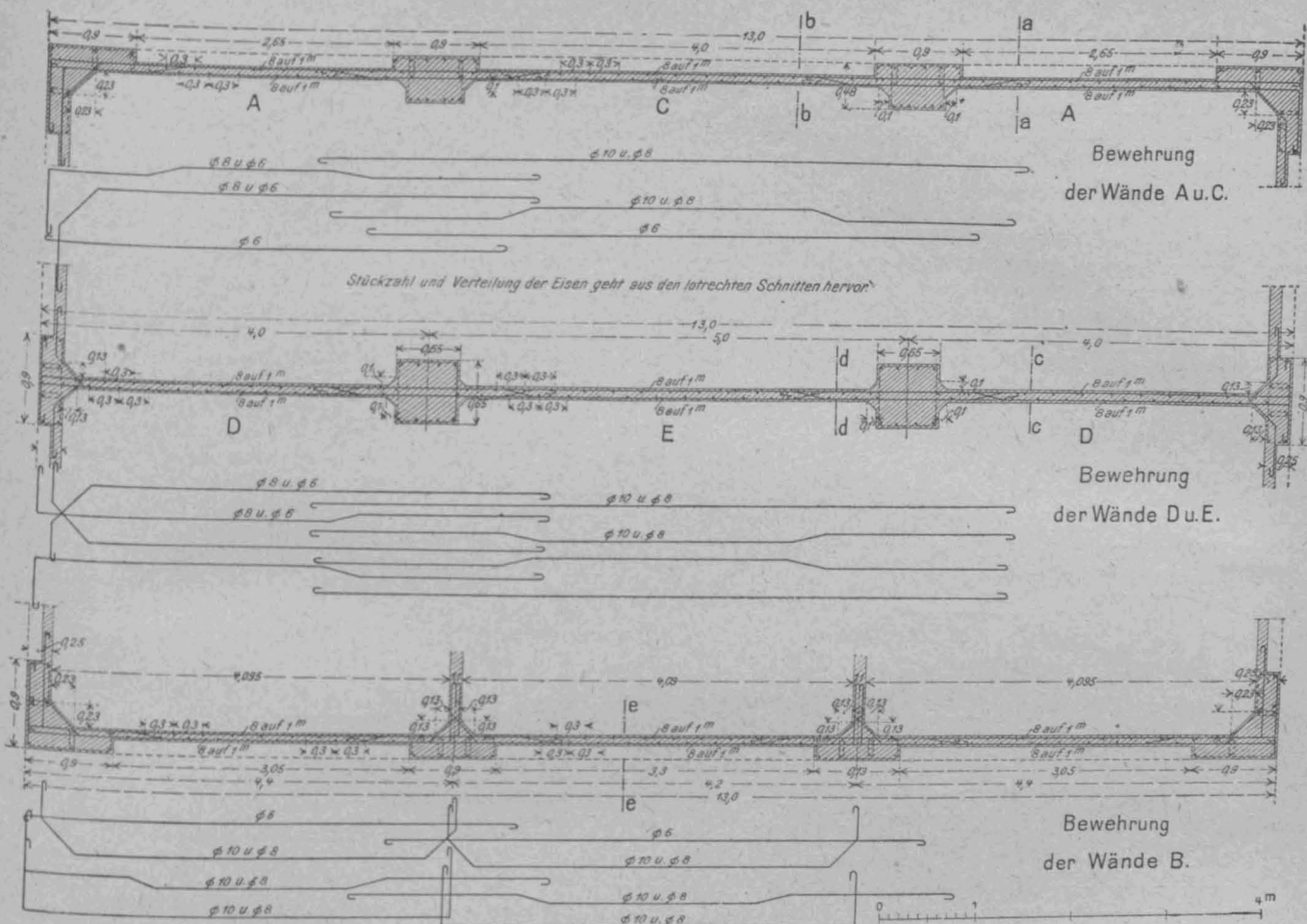


Abb. 3b und c. Bewehrung der Silowände in den wagrechten und lotrechten Schnitten.

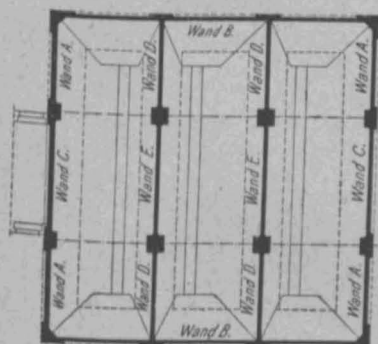


Abb. 3a. Bezeichnung der Silowände.

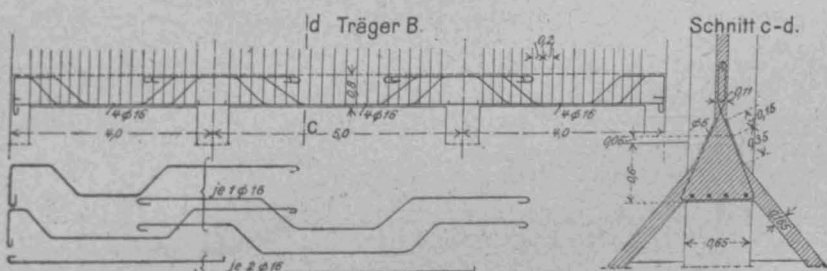


Abb. 6. Bewehrung von Träger B des Silobodens. (Vergl. auch Abb. 5 und 7.)

schnitt auf ein Mindestmaß herabzusetzen und den Innenraum dadurch so wenig als möglich einzuschränken.

Die Umfassungswände des Kellers wurden bis Erdgeschoßhöhe aus Stampfbeton ausgeführt, die 4 Mittel-

Fundamentplatte, herrührend von dem Stützendruck der 4 Mittelsäulen, der Erdauffüllung und dem Eigengewicht der Platte, beträgt nur 2,35 kg/qm; in Anbetracht des Umstandes, daß festgelagerter Kies als Untergrund

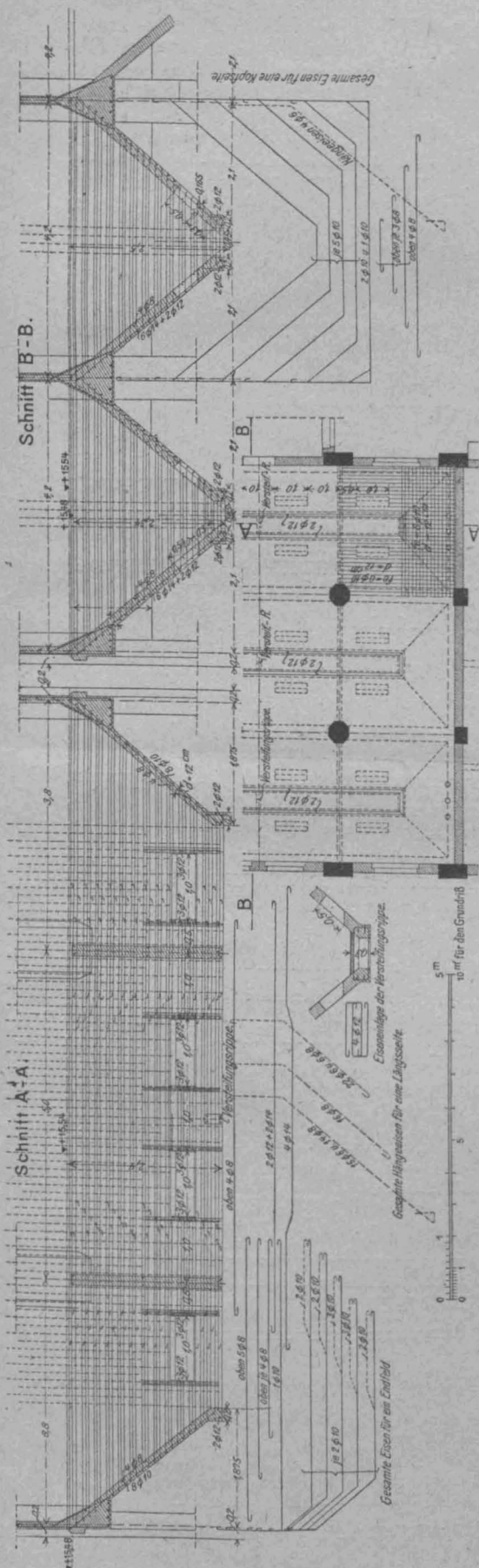


Abbildung 4. Bewehrung des Silobodens und des Auslaufes im Grundriß und lotrechten Schnitten.

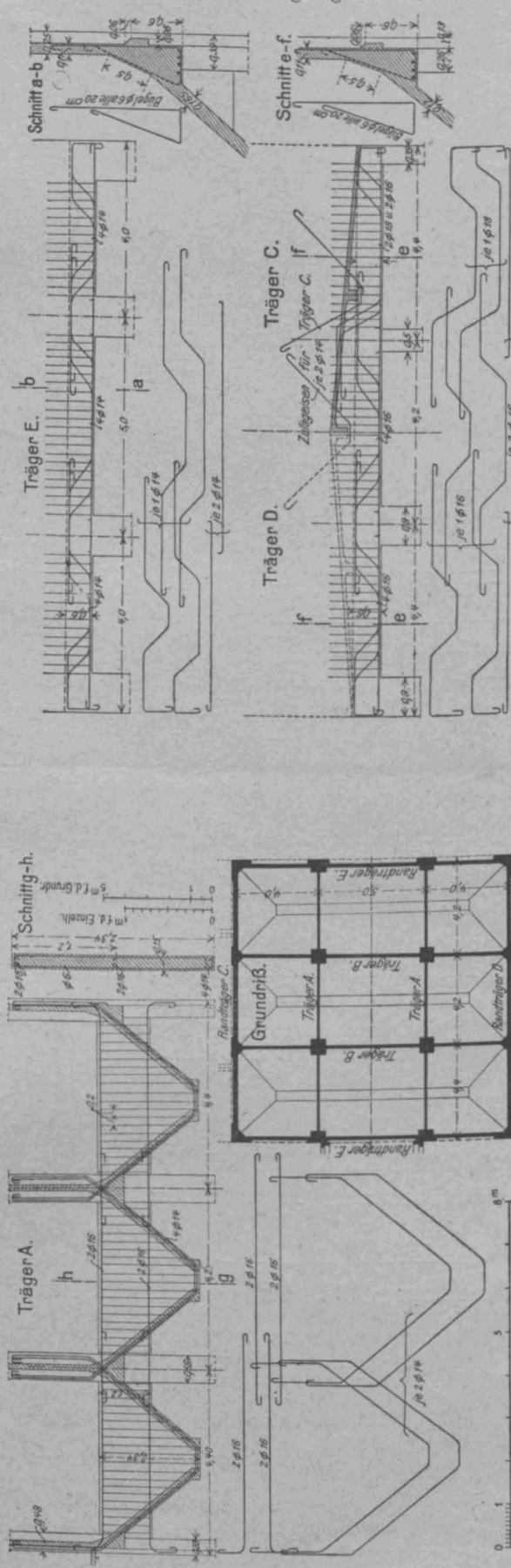


Abbildung 5. Bezeichnung der Träger des Silobodens und Bewehrung von Träger A.

Korkzerteilungs-Anlage mit aufgebautem Korkislo und Wasserbehälter für die Korksteinfabrik Grünzweig & Hartmann in Ludwigshafen a. Rh. Ausbildung des Silos.

Entwurf und Ausführung der Eisenbeton-Konstruktion: A.-G. Wayss & Freytag, Niederlassung Frankfurt a. M.

säulen des Kellers dagegen kamen samt ihrer Fundamentplatte in Eisenbeton zur Ausführung, ebenso wurden die Wände des Silos und des Kuppelaufbaues in Eisenbeton ausgeführt. Die Bodenpressung unter der

vorhanden ist, ein sehr geringer Wert, den man jedoch nicht überschritten wissen wollte. Bei der Festlegung der Abmessungen der Platte war naturgemäß nur die vom Stützendruck herrührende Bodenpressung,



die sich zu  $1,82 \text{ kg/qcm}$  errechnete, zu berücksichtigen.

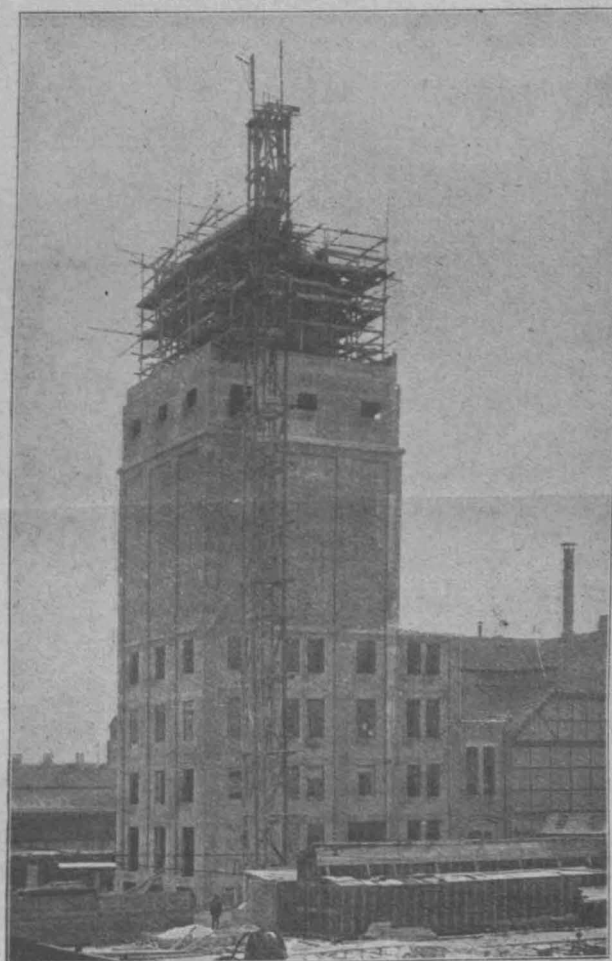
Die sichtbaren Eisenbetonflächen, also die äußeren Säulen und Randträger des Unterbaues, die Silowände sowie die Eisenbetonwände der Rotunde und des Treppenhauses nebst der Eisenbetonbrüstung der Plattform, wurden weder steinmetzmäßig bearbeitet noch verputzt, vielmehr wurden sie, um den Charakter des Eisenbetonbaues zu wahren, schalungsrauh gelassen. Durch eine sorgfältige Herstellung der Schalung ist es gelungen, auch auf diese Weise durchaus gleichmäßige Flächen zu bekommen, sodaß die schalungsrauh Belassung der Außenflächen ohne Anwendung irgendwelcher Nachhilfe und ohne daß man eine Beeinträchtigung der Erscheinung befürchten mußte, möglich war.

Die statische Berechnung der Decken, Säulen und des Silos sowie des Wasserbehälters weicht nicht von der üblichen solcher Konstruktionen ab. Hervorgehoben sei nur, daß die Kuppel des Aufbaues eine Ringbe-

2,50 m Tiefe 16 von  $10 \text{ mm}$  und von hier an bis zum Behälterboden gerad 8 von  $12 + 8$  von  $10 \text{ mm } \Phi$ .

Die Plattformbrüstung, die einem Windmoment von  $0,09 \text{ mt}$  zu begegnen hat, erhielt als Eiseneinlage 8 Rundeisen von  $6 \text{ mm } \Phi$ . Die Wände des Beschickungsbodens, die in einer mittleren Feldweite von  $4,10 \text{ m}$  zwischen Säulen gespannt sind, wurden mit einer inneren und äußeren kreuzweisen Bewehrung von 10 Eisen von  $5 \text{ mm } \Phi$  auf die Feldweite in wagrechter und lotrechter Richtung versehen, ihre Fenster erhielten Rahmen von 2 Rundeisen von  $10 \text{ mm } \Phi$  als besondere Sicherung.

Bei der Berechnung der Silozellen wurde in den Fällen, wo beim rechtwinkligen Zusammenschluß von Wänden neben den Momenten des Lagergutes noch achsialer Auflagerdruck zu berücksichtigen war, letzterem Rechnung getragen; die Zwischenwände erhielten für den Fall wechselnder einseitiger Zellenfüllung beiderseitige Bewehrung. Sämtliche Silowände wurden durch



Abbildungen 8 und 9. Korkzerkleinerungs-Anlage in Ludwigshafen a. Rh. im Bau.

wehrung von  $6 \text{ mm}$ -Rundeisen mit  $10 \text{ cm}$  Abstand, und eine Bewehrung in der Meridianrichtung von  $6 \text{ mm}$ -Rundeisen mit  $15 \text{ cm}$  Abstand erhielt, obwohl die Beanspruchungen hier so gering waren, daß theoretisch eine Einlage von Eisen überhaupt nicht nötig gewesen wäre. Die Bewehrung der Wand des Kuppelaufbaues ergab sich auf einen Mantelstreifen von  $2,4 \text{ m}$  Breite zu 3 Eisen von  $10 \text{ mm } \Phi + 9$  zu  $5 \text{ mm } \Phi$  außen und innen. Im unteren Teil der Wand wurde diese Bewehrung noch durch 3 Eisen von  $14 \text{ mm } \Phi$  verstärkt; außerdem wurde auch noch eine rechnerisch wieder nicht erforderliche Ringbewehrung von  $5 \text{ mm}$ -Eisen in  $15 \text{ cm}$  Abstand innen und außen in die Wand des Aufbaues eingelegt. Bei dem ringförmigen Wasserbehälter wurde eine Beanspruchung des Eisens von über  $750 \text{ kg/qcm}$  nicht zugelassen, für die Bemessung seiner Wände wurde am Boden außer der Ringspannung noch ein Einspannmoment berücksichtigt; seine bis zum Boden durchgeführte Bewehrung beträgt innen und außen in  $1 \text{ m}$  Tiefe 16 Rundeisen von  $8 \text{ mm}$ , in  $2 \text{ m}$  Tiefe 8 Rundeisen von  $10 + 8$  zu  $8 \text{ mm } \Phi$ , in

die ihr Auflager bildenden Lisenen- und Säulenverstärkungen am Auflager außerordentlich stark ausgebildet. Die Bewehrung der Silowände, die selbstverständlich sowohl im Hinblick auf Beanspruchung durch das Füllgut als durch Winddruck entworfen wurde, geben die Abbildungen 3a—c, S. 3 wieder; die Abbildungen 4—7 veranschaulichen die Bewehrung der Zellenböden des Silos, d. h. seiner Trichter und ihrer Träger.

Das Dach des Treppenhauses erhielt eine Stärke von  $8 \text{ cm}$ , oben und unten wagrecht mit 12 Eisen von  $6 \text{ mm } \Phi$  und ebenso in der Meridianrichtung bewehrt; sein Fußring erhielt außen eine Bewehrung von 2 Eisen von  $20 \text{ mm } \Phi$ , innen eine solche von 4 Eisen derselben Stärke. Die Wände des oberen vieleckigen Treppenhauseabschlusses sind ebenfalls  $8 \text{ cm}$  stark und mit 7 Eisen von  $5 \text{ mm } \Phi$ , an den Fensteröffnungen mit 4 Eisen von  $10 \text{ mm } \Phi$  wagrecht und lotrecht bewehrt. Die Läufe des Treppenhauses, die der Feuersicherheit halber natürlich in Eisenbeton ausgeführt wurden, spannen sich spiralförmig als Schraubenflächen von Podest zu Podest und

sind mit der Außenwange auf dem ringförmigen Umfassungsmauerwerk des Treppenhauses aufgelagert, so daß sich die Last der äußeren Treppenhälfte auf diese überträgt, während die der inneren Hälfte durch die Spiralform auf die Podesträger abgestützt ist (Abbildung 1, Schnitt a—b).

Bei der Bemessung der Deckenplatten wurde der durch die Deckenvouten verursachten Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes nach dem Verfahren von Dr. Max Ritter\*) Rechnung getragen.

Von dem an der einen Seite an den Silo sich anschließenden fünfgeschossigen Anbau ist bemerkenswert, daß seine Dachdecke samt der Dachtraufe in Eisenbeton ausgeführt wurde; für die Dachdecke wurde hierbei mit einer Nutzlast von 250 kg/qm gerechnet, alle übrigen Decken dieses Anbaues wurden für 600 kg/qm Nutzlast berechnet. Die in den Deckenfeldern des Anbaues teilweise ausgesparten Oeffnungen (vergl. Abbildung 1, Grundriß v. 1. Obergesch.) wurden, wie auch

\*) Siehe „Schweizerische Bauzeitung“, 1909, Nr. 18 und 19, Dr. M. Ritter: „Ueber die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheits-Moment.“

## Einige Versuche mit Portlandzement-Traßmörteln und mit Ersatzstoffen für Traß.

Von Dr. phil. Calame in Wilhelmshaven.

**D**ie durch Kohlenknappheit usw. bedingte Einschränkung der Portlandzement-Erzeugung zwingt zum Strecken der Zementmörtel mit geeigneteren Zusätzen. Ein solcher ist in erster Linie der Traß. Obgleich Traßmörtel seit langer Zeit in Gebrauch ist, sind doch seine Eigenschaften keineswegs allgemein bekannt, und die Angaben über Versuche und Bauausführungen mit Traßmörtel sind in der Literatur verstreut. Es wird daher die Veröffentlichung einiger Versuchsergebnisse zurzeit willkommen sein.

Bei dem Erhärtungsvorgang des Portlandzementes scheidet sich bekanntlich kristallinisches Kalkhydrat aus. Dieser frei werdende Kalk kann an die im Traß vorhandene reaktionsfähige Kieselsäure gebunden werden, so daß also durch den kein selbständiges Bindemittel darstellenden Traß eine erhebliche Nacherhärtung des Mörtels erreicht werden kann. Da das Abbinden des Trasses im Zement-Traß-Mörtel erst später einsetzt und im Allgemeinen langsamer verläuft, als das Abbinden des Portlandzementes, so müssen solche gemischten Mörtel länger feucht gehalten werden als reine Zementmörtel. Zu schnelles Austrocknen beeinträchtigt die Nacherhärtung des Zement-Traß-Mörtels.

Bei den nachfolgenden Versuchen wurde Traß aus dem Nettalt verwendet in der handelsüblichen Mischung aus 2 Teilen gelben, 1 Teil grauen und 1 Teil blauen Tuffsteinen, entsprechend dem natürlichen Vorkommen in der Grube (vergl. Anton Hambloch: „Der rheinische Traß als hydraulischer Zuschlag, Andernach 1903). Der Traß wurde gemahlen bezogen und hatte den damals geltenden Traßnormen entsprechend 20% Rückstand auf dem 900-Maschen-Sieb, 48% auf dem 5000-Maschen-Sieb. Die Analyse ergab:

hygroskopisches Wasser	3,16 %	Tonerde	16,60 %
chemisch gebundenes Wasser	7,08 „	Manganoxyd	1,04 „
Schwefelsäureanhydrid	Spur	Kalziumoxyd	4,88 „
Chlor	0,05 %	Magnesiumoxyd	1,06 „
Kieselsäure	55,56 „	Natrium	2,83 „
Eisenoxyd	4,48 „	Kalium	4,02 „

In Salzsäure (Stärke 20%) blieb unlöslich 31,60%, löslich 68,40%. Davon fallen auf:

Kieselsäure	31,97 %	hygroskopisches Wasser	3,16 %
Eisenoxyd	3,52 „	chemisch gebundenes Wasser	7,08 „
Tonerde	11,62 „	Chlor	0,05 „
Manganoxyd	0,79 „	Natrium	2,83 „
Kalziumoxyd	1,24 „	Kalium	4,02 „
Magnesiumoxyd	Spur		

Bezüglich der Angaben über Mischungsverhältnisse in diesem Aufsatz sei bemerkt, daß diese durchweg dem Gebrauch der Praxis entsprechend nach Raumteilen angegeben werden. Zur Umrechnung auf Gewichtsteile dienen folgende Angaben: 1 cbm Traßmehl wiegt 1000 kg und füllt 0,480 cbm Raum im fertigen Mörtel aus. 1 cbm Portlandzement wiegt 1500 kg und füllt ebenfalls 0,480 cbm Raum im fertigen Mörtel aus. Bei der Herstellung von Probekörpern wurde so verfahren, daß das Raumverhältnis der Mischung in Gewichtsverhältnis umgerechnet und die einzelnen Bestandteile abgewogen wurden, da bei den kleinen Mengen, die hier in Frage kamen, nach Gewichtsmaß ge-

die im Hauptbau, an den Rändern mit Abfalleisen kräftig bewehrt.

Mit der Ausführung des Baues wurde Anfang Mai 1914 begonnen; die Arbeiten sollten vertraglich innerhalb 100 Arbeitstagen, also spätestens bis Anfang September 1914, fertiggestellt werden. Infolge des Kriegsausbruches mußten jedoch Anfang August die Arbeiten eingestellt werden. Der Bau war bei seiner Einstellung bis zum Wasserbehälter betonierte, seine Fortführung konnte erst im Oktober 1914 wieder aufgenommen werden. Doch gelang es trotz des Kriegszustandes und der winterlichen Jahreszeit, den Bau bis Ende 1914 noch vollständig fertigzustellen und dem Betrieb zu übergeben. Abbildungen 8 und 9, S. 5 geben den Bau während der Ausführung wieder.

Die Anlage hat sich in den 3 Jahren, in denen sie sich in Betrieb befindet, in jeder Beziehung vorzüglich bewährt.

Der Bau, vom Gleisnetz des Ludwigshafener Bahnhofes aus dem Zu- und Abreisenden auffällig sichtbar, wirkt äußerst eindrucksvoll und bildet ein architektonisches Merkmal der Stadt. (Vergl. Abbildung 2.) —

nauer gearbeitet werden kann. Sand und Kies wurden dann stets trocken abgewogen. Bei diesen Zuschlägen ist der Umrechnung von Raummaß auf Gewichtsmaß das Mittel der Litergewichte im lose eingelaufenen und fest eingerüttelten Zustand zugrunde gelegt. Zur Bestimmung der Litergewichte diente das übliche 10-Liter-Maß.

Um den Einfluß des Traßzusatzes auf die Abbindezeit des Portlandzementes zu bestimmen — gemeint ist die eigentliche Abbindezeit, im Gegensatz zu der sich auf längeren Zeitraum erstreckenden Erhärtungsdauer —, wurde für eine Reihe von Portlandzementen die Bindezeit mit dem Gary'schen Thermograph sowohl für den reinen Zement wie auch für Mischungen mit Traßmehl im Raumteilverhältnis 1:0,8 bzw. 0,5 und 0,3 bestimmt. Dabei ergab sich, daß der Traßzusatz zwar i. Allg. verzögernd auf die Bindezeit wirkt, daß jedoch die verschiedenen Zementmarken sich verschieden verhalten, und daß bei einigen ein Unterschied im Verhalten des reinen Zementes und der Traßmischung kaum festzustellen ist, wie die beigegebenen Bindezeitkurven zeigen.

Um festzustellen, wieviel Traß vom freien Kalk des Portlandzement-Mörtels gebunden werden kann, wurde der durch Traßzusatz erreichte Zuwachs an Zug- und Druck-

Mischungsverhältnis				Wasserzusatz in %	Zugfestigkeit in kg/qcm		Druckfestigkeit in kg/qcm	
Traß	Sandmehl	Zement	Seesand		28 Tage	3 Mon.	28 Tage	3 Mon.
0	1,3	1	2,5	9,2	20,9	22,8	134	168
0,1	1,2	1	2,5	9,4	21,4	24,4	170	185
0,2	1,1	1	2,5	9,6	23,3	26,8	164	199
0,3	1,0	1	2,5	9,8	23,3	28,6	168	199
0,4	0,9	1	2,5	10,1	25,4	30,1	186	215
0,5	0,8	1	2,5	10,3	25,7	30,9	186	210
0,6	0,7	1	2,5	10,5	26,2	29,6	184	229
0,7	0,6	1	2,5	10,8	28,6	34,0	198	232
0,8	0,5	1	2,5	11,0	31,6	36,5	200	230
0,9	0,4	1	2,5	11,3	27,9	33,5	194	248
1,0	0,3	1	2,5	11,6	32,2	39,7	199	223
1,1	0,2	1	2,5	11,8	30,1	38,8	201	237
1,2	0,1	1	2,5	12,0	33,7	38,6	198	221
1,3	0,0	1	2,5	12,2	31,3	39,4	189	221
0,4	0,9	1	2,0	12,5	28,0	38,8	184	250
0,5	0,8	1	2,0	12,5	29,5	37,8	192	259
0,6	0,7	1	2,0	12,6	31,2	40,5	200	263
0,7	0,6	1	2,0	12,5	30,3	39,1	191	248
0,8	0,5	1	2,0	12,5	31,3	38,4	178	242
0,9	0,4	1	2,0	12,5	31,3	43,0	194	272
1,0	0,3	1	2,0	12,5	30,5	41,8	206	261
1,1	0,2	1	2,0	12,5	30,4	39,9	190	184
0,4	0,9	1	1,5	11,5	30,0	37,1	184	218
0,5	0,8	1	1,5	11,4	35,1	44,3	211	282
0,6	0,7	1	1,5	11,5	37,1	46,6	223	295
0,7	0,6	1	1,5	11,6	37,0	43,7	233	297
0,8	0,5	1	1,5	11,6	36,7	43,7	215	245
0,9	0,4	1	1,5	11,5	37,4	42,5	211	252
1,0	0,3	1	1,5	11,5	36,3	44,0	189	223
1,1	0,2	1	1,5	11,5	37,5	45,1	204	239



festigkeit in einer Reihe von Portlandzement-Traß-Sand-Mörteln ermittelt. Die Versuche waren derart angeordnet, daß der Traß nach und nach durch Sandmehl von gleicher Mahlfineinheit ersetzt wurde.\*) Die Probekörper wurden in gleicher Weise wie die Portlandzement-Normenproben hergestellt und lagerten in Seewasser von Zimmertemperatur. Der verwendete Sand war ein Seesand mit 372 Hohlraumgehalt. Die Zusammensetzung des Sandes nach der Korngröße wird durch folgende Siebrückstände bezeichnet auf dem:

900 Maschen-Sieb	88%	120 Maschen-Sieb	3%
600 "	"	64 "	1 "
324 "	"	20 "	0 "

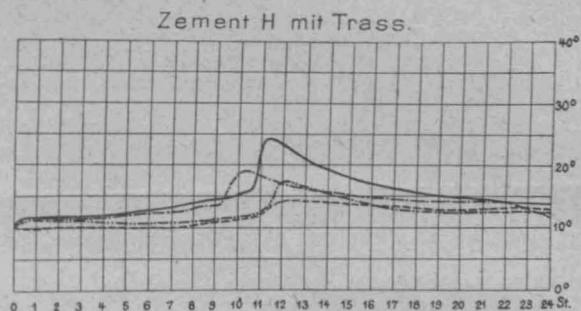
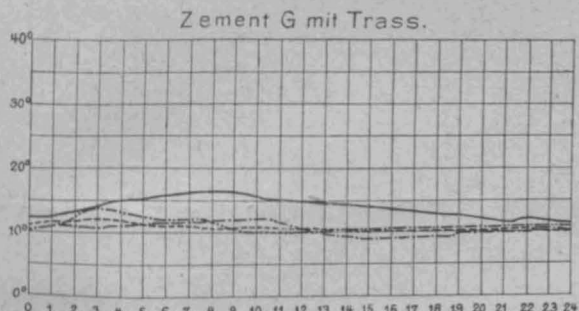
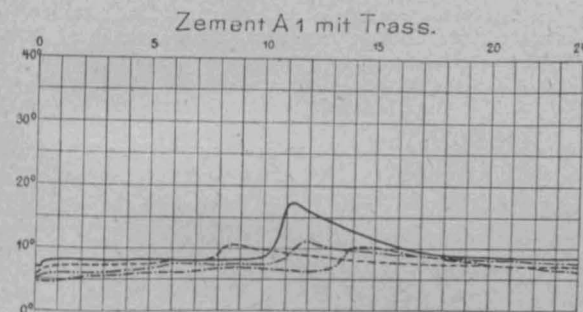
Die Ergebnisse sind in vorstehender Uebersicht, S. 6 zusammengestellt; sie beweisen, daß es nicht zweckmäßig ist, über das Mischungsverhältnis 1 Portlandzement:0,8 Traß hinauszugehen. Um jedoch die Bindezeit des Mörtels nicht all zu sehr zu verlängern, wird besser gewöhnlich nur 0,5 Traß zugesetzt werden.

Die Proben zeigen, daß der Traßmörtel im Seewasser bessere oder mindestens nicht schlechtere Festigkeiten erreicht, als im Süßwasser, während der reine Portlandzementmörtel im Seewasser geringere Festigkeitswerte aufweist.

Die drei letzten Mischungsverhältnisse sind nur der Vollständigkeit halber auch im Seewasser geprüft; für Seebau sind sie ungeeignet, da sie undicht sind.

Die reinen Portlandzementmörtel lassen sich natürlich mit den Traßmörteln gleichen Sandgehaltes nicht unmittelbar vergleichen, da der Traß dann als weiterer Bindemittelzuschlag zu betrachten ist. Die zu vergleichenden Mischungen müssen gleiche Dichtigkeit, gleichen Bindemittelgehalt haben. Es entsprechen also die Mischungen

0,5:1:3	einem Portlandzementmörtel	1:2
0,5:1:4	"	1:2,66
0,5:1:5	"	1:3,33
0,5:1:6	"	1:4



— Zement. — — — — — Mischung 1:0,8 Trass. — — — — — Mischung 1:1 Trass.

Bindezeitkurve für Portlandzement mit Traßzusatz.

Eisenportlandzement enthält bereits durch den Zusatz von gemahlener granulierter Hochofenschlacke einen Zuschlag, der den überschüssigen Kalk des Portlandzement-Anteiles bindet, so daß eine Zugabe von Traß keinen Festigkeitszuwachs mehr erzielen kann, wie nachfolgender Versuch zeigt:

Mischungsverhältnis				Druckfestigkeit in kg/qem nach			
Traß	Sandmehl	Eisenportland	Seesand	28 Tag.	3 Mon.	6 Mon.	12 Mon.
0	1	1	2,5	189	243	260	287
0,3	0,7	1	2,5	183	206	215	237
0,5	0,5	1	2,5	192	202	226	235
0,8	0,2	1	2,5	174	201	206	213
1,0	0,0	1	5,5	178	182	195	191

Die Versuche wurden in gleicher Weise wie mit dem Portlandzement-Mörtel ausgeführt. Die Proben lagerten ebenfalls in Seewasser.

Ebenso wenig ist Traßzusatz bei den noch schlackenreicheren Hochofenzementen angebracht. Die nachfolgende Reihe Mörtelproben, die ebenfalls nach Art der Portlandzement-Normenproben hergestellt ist, gibt Festigkeitswerte dieser Mörtel in Seewasser-, Süßwasser- und bei reiner Luftlagerung.

Vergleicht man also in obiger Uebersicht die Festigkeitszahlen der entsprechenden Mörtel 0,5:1:6 mit 1:4 und die annähernd entsprechenden 0,5:1:4 mit 1:3, so ergibt sich, daß der Traßzusatz kein vollwertiger Ersatz für Portlandzement ist. Traß ist also in erster Linie da als Streckmittel für Portlandzement zu verwenden, wo mit Rücksicht auf Dichtigkeit des Mörtels der Zusatz an Bindemittel größer als mit Rücksicht auf die Festigkeit erforderlich ist. In fetteren Mischungen bietet der Traßzusatz auch den Vorteil, daß er die Schwindung des abgebundenen Mörtels an der Luft vermindert.

Die folgende Uebersicht enthält die Ergebnisse der regelmäßigen Prüfung des Traßmörtels auf einer Baustelle. Der Mörtel wurde im Mischungsverhältnis 1 Portlandzement:0,8 Traß:2,4 Sand in der Mischmaschine hergestellt. Die Proben wurden willkürlich von Zeit zu Zeit aus den von der Mischtrommel zur Verwendungsstelle fahrenden Muldenkippen entnommen und sofort nach Art der Zement-Normenproben mit dem Böhme'schen Hammerapparat eingeschlagen. — (Schluß folgt).

\*) Vergl. den Aufsatz von Link: Traß, Hochofenschlacke und Ziegelmehl als hydraulische Zuschläge in Verbindung mit Kalk- und Portlandzementmörteln. Zentralbl. der Bauverwaltung 1909 S. 16 ff.

Mischung				Seewasserproben								Süßwasserproben								Luftproben							
Traß	Port- land	Sand	Zug				Druck				Zug				Druck				Zug				Druck				
			1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	1	3	6	12	
			Mon.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	M.	
—	1	3	17,3	19,6	21,1	24,0	115	137	150	181	18,8	25,1	26,1	28,7	128	181	201	219	16,2	36,3	44,1	49,5	212	221	281	268	
—	1	4	13,2	15,7	17,5	18,2	76	109	117	116	13,8	17,5	18,8	19,7	92	132	154	173	14,5	24,2	34,2	44,0	90	136	199	227	
—	1	5	11,6	14,6	15,9	18,3	66	84	89	109	11,7	13,1	16,4	17,1	61	90	112	124	7,1	19,4	27,7	33,1	106	124	186	171	
—	1	6	9,2	12,0	14,5	16,5	37	54	72	84	9,5	12,0	13,6	14,5	47	74	98	103	6,4	13,7	16,5	20,0	82	94	144	155	
0,5	1	3	24,0	28,0	29,2	31,4	175	217	239	285	21,4	27,2	30,6	31,5	153	223	269	296	17,0	28,7	29,8	49,1	195	211	254	261	
0,5	1	4	21,6	20,7	22,5	23,6	117	172	189	193	18,3	22,7	23,8	24,5	108	165	184	218	14,1	28,6	35,6	43,5	128	152	211	212	
0,5	1	5	16,2	16,6	17,0	20,6	75	102	122	163	11,4	16,2	17,3	20,1	64	113	131	148	11,8	18,4	24,8	29,5	73	105	151	148	
0,5	1	6	13,7	15,5	16,8	18,4	76	101	125	126	10,7	13,8	14,5	16,7	70	109	128	141	12,8	18,4	22,1	23,9	70	80	122	124	

## Literatur.

**Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft C, Eigenschaften von Stampfbeton.** Teil I von M. Gary, Geh. Reg.-Rat Prof., Abt.-Vorst. im Mat.-Prüf.-Amt Berlin-Lichterfelde, Teil II von M. Rudeloff, Geh. Reg.-Rat Prof., Direktor das. Kl. 8<sup>o</sup>. 55 S. Text mit 8 Abb. u. 8 Tabellen. Berlin 1917, Wilh. Ernst & Sohn. Pr. 2 M. —

Von den kleineren, für den unmittelbaren Gebrauch in der Praxis bestimmten Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses, die aus dem überreichen Versuchsmaterial das Wichtigste und vor allem die Ergebnisse herausgreifen, ist nun das 3. Heftchen erschienen. Es bezieht sich auf den Inhalt des umfangreichen Heftes 17 des Ausschusses und behandelt die Grundlagen des ganzen Betonbaues, die Druckfestigkeit des Betons in Teil I und die elastischen Eigenschaften in Teil II. Heft 17 umfaßt ein so umfangreiches Versuchsmaterial (2812 große Versuchskörper, von denen 852 unter Anwendung von Feinmessungen in verschiedenem Alter auf elastische Formenänderungen geprüft wurden), daß hier nur die allerwichtigsten Beobachtungen und Gesetze berücksichtigt werden konnten.

In Teil I wird zunächst darauf aufmerksam gemacht, daß die Angabe des Mischungsverhältnisses nach Verhältniszahlen, wie sie noch üblich ist, leicht ein falsches Bild des Magerungsgrades gibt und damit auch über die zu erwartenden Festigkeitsgrade täuscht. Ein klares Bild gibt nur die Umrechnung der einzelnen Stoffe auf Hunderteile. Im einzelnen werden dann Angaben gemacht über Einfluß des Alters, der Zuschläge, des Magerungsgrades, des Wasserzusatzes, der Güte des Zementes und den Vergleich des Betons mit dem zugehörigen Mörtel. Die Angaben lassen u. A. erkennen, wie gefährlich es ist, Erfahrungen, die man mit einem Stoff gemacht hat, ohne weiteres als gültiges Gesetz auch für einen anderen anzuwenden. So wirkt die Entfeuchtung des Isarsandes auf dessen Druckfestigkeit günstig, beim Rheinsand dagegen nur bei weicher Verarbeitung, dagegen schädigend bei erdfeuchter. Nicht oft genug kann ferner auf den Umstand hingewiesen werden, daß Erfahrungen, die bei der Mörtelprüfung mit kleinen Körpern gesammelt worden sind, nicht auf große Körper der gleichen Mischung und nicht auf Beton übertragen werden dürfen, auch wenn dieser mit dem gleichen Mörtel und in gleicher Weise erzeugt wird. Ebenso muß immer wieder darauf hingewiesen werden, daß jedes Material seine Eigenart hat und diese unter verschiedenen Umständen verschieden zur Geltung bringt. Jede Betonmischung muß daher je nach ihrer Verwendungsart für sich geprüft werden, um richtig beurteilt werden zu können. Die Notwendigkeit sorgfältiger Prüfungen bei allen wichtigeren Bauten und bei allen neu zur Verwendung kommenden Materialien geht daraus hervor. Ganz besonders wichtig ist auch die Frage der verwendeten Sande, die die Eigenschaften des mit ihnen hergestellten Betons wesentlich beeinflussen können, das gilt sowohl hinsichtlich der Druckfestigkeit wie der elastischen Eigenschaften.

Ueber alle diese Fragen gibt die kleine Schrift in knappster Form Aufschluß, wobei die Angaben durch eine Auswahl der wichtigsten Versuchszahlen unterstützt werden. Es wäre zu wünschen, daß diese überaus wichtigen Auszüge in rascherer Folge erscheinen als bisher. — Fr. E.

**Handbuch für Eisenbetonbau. II. Ergänzungsband. Neuere Hohlkörperdecken.** Bearbeitet von K. Böhm-Gera. 8<sup>o</sup>, 156 S. Text mit 330 Textabb. Berlin 1917. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 12, geb. 16,50 M. —

Die wirklichen und die vermeintlichen, oder wenigstens von ihren Erfindern behaupteten Vorzüge der Hohlkörperdecken gegenüber den massiven Eisenbeton-Platten oder Eisenbeton-Balkendecken, haben zu einer Unzahl verschiedenartiger Ausbildungen auf diesem Gebiet geführt. Die „System-Wirtschaft“, die in der ersten Entwicklungszeit des Eisenbetonbaues eine so große Rolle spielte und jetzt glücklich im Allgem. überwunden ist, macht sich auf diesem Gebiet wieder breit, und dem in der Praxis stehenden Baufachmann wird die richtige Auswahl unter den zur Verfügung stehenden Formen nicht leicht gemacht. Dazu kommt, daß dieses Gebiet in der Eisenbeton-Literatur, auch in Bd. IX des „Handbuches für Eisenbetonbau“ nur unvollständig behandelt ist, ebenso in den wenigen, sich besonders mit Decken befassenden Veröffentlichungen. Letztere sind außerdem teils veraltet, teils ohne ausreichende Kritik bearbeitet.\*) Diese Lücke will der Verfasser mit seinem eingehenden, sorgfältig bearbeiteten Werk ausfüllen, das aber leider den Stoff auch nicht erschöpfend

behandelt, da es als Nachtrag zu dem schon erwähnten Band des „Handbuches für Eisenbetonbau“ gedacht ist, also nur solche Systeme näher bespricht, die dort nicht aufgenommen sind.

Die allgemeinen Gesichtspunkte, die Vor- und Nachteile, technischer, hygienischer und wirtschaftlicher Art werden aber in dem Werk eingehend besprochen und daran knüpft der Verfasser eine z. T. scharfe aber wohl meist zutreffende Kritik der von ihm aufgenommenen Ausbildungsformen im Einzelnen, wobei nach dem Gesichtspunkt, daß an den Fehlern oft mehr zu lernen ist als an Musterausführungen sowohl zweckmäßige als unzweckmäßige Systeme neben einander aufgeführt werden. Die jeweilige Charakterisierung erleichtert dem das Werk Benutzenden dann aber die Auswahl. Verfasser wird in seinen Ausführungen den Hohlkörperdecken durchaus gerecht, bekämpft dabei aber „das Märchen von der Schallsicherheit“, die diesen Formen nach der Behauptung Mancher ohne weiteres eigen sein soll, während sie tatsächlich nur unter bestimmten Voraussetzungen gegeben ist. Verfasser führt auch mit Recht aus, daß die Hohlkörperdecken ihre neuerliche Verbreitung nicht sowohl diesem Vorzuge, als vielmehr dem Umstand besonders verdanken, daß sie dem Wunsche des Architekten nach einer Decke mit glatter Untersicht, namentlich in Räumen größerer Spannweiten, am besten entsprechen. Daß unsere Architekten in dieser Forderung oft zu weit gehen, daß die Teilung der Decke durch Balken und Unterzüge oft ein willkommenes Motiv sein kann, auch darin müssen wir dem Verfasser zustimmen. Auch im landwirtschaftlichen Bau hat die Hohlkörperdecke durch ihre Tropfsicherheit bei zweckmäßiger Ausbildung den Eisenbetondecken nach anfänglichen Fehlschlägen wieder mehr Eingang verschafft.

Verfasser gliedert seine Darstellung in 2 Hauptgruppen: am Bau hergestellte Decken und werkmäßige Hohldecken, die aus einer oder mehreren auf dem Werkplatz hergestellten Traglelementen bestehen, die ohne großen Schalungsaufwand an Ort und Stelle nur verlegt, zusammengesetzt und höchstens noch mit einer Ueberbetonierung versehen werden. Diese Hauptgruppen werden dann nach Bewehrungsart oder Formen und Stoffen der Hohlkörper usw. in eine größere Zahl von Untergruppen geteilt, sodaß ein klares Bild der verschiedenen Ausführungen mit ihren charakteristischen Bildungen und auf besonderer Grundlage ruhenden Gesichtspunkten entsteht. Jedem Abschnitt ist eine allgemeine Darstellung der Vor- und Nachteile vorausgeschickt und dann wird noch jedes einzelne System darauf untersucht. Die Ausführungen sind kurz, klar und überzeugend, die Abbildungen deutlich und das Wesentliche wiedergebend.

So stellt sich das Werk als ein guter Führer und Berater auf diesem Gebiet dar, der allerdings, wie schon bemerkt, hier und da ein Zurückgreifen auf das Hauptwerk nötig macht. Durch zahlreiche Literatur-Hinweise wird die Brauchbarkeit des Buches erhöht. — Fr. E.

## Vermischtes.

**Die Frage der Verwendbarkeit des Eisenbetons im industriellen Ofenbau** behandelt eine kurze Notiz in der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ing.<sup>o</sup> No. 51/1917 nach „Metall und Erz“. Die Frage ist mit Rücksicht auf die bedeutende Erhöhung der Preise der feuerfesten Baustoffe im Kriege und die langen Lieferfristen namentlich für Formsteine eine sehr zeitgemäße. Schornsteine, Staubkammern von Zementfabriken, Röst- und Schmelzanlagen sind bereits in größerer Zahl in Eisenbeton erstellt worden, ebenso werden seit 1912 in Amerika die Herde rotierender Röstöfen aus diesem Baustoff mit gutem Erfolg gebaut. Verfasser empfiehlt jedenfalls, auch in Deutschland mit Eisenbeton nach dieser Richtung weitere Versuche zu machen, und stellt einige Forderungen für die Feuerfestigkeit und Sicherheit gegen Risse auf. Als solche bezeichnet er: Erhitzen des verwendeten Zementes bei hoher Temperatur Verwendung amorpher, poröser Gesteine wie gebrannter Ton, Klinker, Schlacken als Füllstoff, ferner Bimsstein, Quarz, Kalkstein; Mischungsverhältnis nicht unter 1:6; ziemlich nasse Aufstampfung des Betons, dem wenigstens 30 Tage zum Abbinden und Trocknen zu lassen sind; Lage der Eiseneinlagen unter der Oberfläche mindestens 25 und höchstens 100 mm. Eine 30—50 mm starke Betonschicht genügt, um das Eisen, das bei 600° C. bekanntlich schon seine Tragfähigkeit verliert, zu schützen. —

Inhalt: Korkzerkleinerungs-Anlage mit aufgebautem Kork-Silo und Wasserbehälter für die Korksteinfabrik Grünzweig & Hartmann in Ludwigshafen a. Rh. — Einige Versuche mit Portland-Zement-Traßmörteln und mit Ersatzstoffen für Traß. — Literatur. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

\*) In dieser Beziehung freut es uns, daß der Verfasser sich in seiner Vorrede auf eine von uns über eine solche Veröffentlichung ausgesprochene Kritik bezieht.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

Nº 2.

### Erztaschen-Anlage der Vereinigten Hüttenwerke Burbach-Eich-Düderlingen, Werk Esch (Luxemb.).

**I**m Monat Oktober 1911 fand bekanntlich die Gründung dieses großen Hüttenkonzernes statt, und damit wurde der Grund gelegt zu einer Anzahl von Veränderungen und Neubauten in den Werken, die diese Gruppe bildeten. Zu diesen gehörte auch das Hochofenwerk der Hrn. Le Gallais Metz & Cie. in Esch a. d. Alz (Großh. Luxemburg), wo man sich schon früher mit Plänen für die Umgestaltung der Anlagen beschäftigte. Es waren dort 4 Hochofen mit Vertikalaufzügen in Betrieb, die die Erze (kiesige und kalkige Minette) aus den nahegelegenen Bergwerken — zum Teil Tagebauten — verhütteten. Die Erze gelangten in den Grubenhunten zum Möllerplatz, dessen ganze Einrichtung aus einer Anzahl Erzabsturzbrücken bestand. Zwischen den Mauerpfeilern dieser Brückenbahnen (cases-à-mines) wurden die einzelnen Erzsorten, der Kalkstein und die anderen Zuschlagstoffe, gelagert bis zur Verladung in die Förderwagen, die dann mit den Aufzügen nach den Gichten hinaufgezogen wurden.

Der Neu- und Umbauplan des Escher Werkes umfaßte den Umbau der Hochofen I und II auf größere Leistung, die maschinelle Begichtung nach modernen Vorbildern, die Erbauung zweier neuer Oefen V und VI, und den Neubau einer Erz- und Kokstaschenanlage.

Die Studien wurden auf Grund der werkseitig aufgestellten genauen Leitsätze von der Deutschen Maschinenfabrik A.-G., Duisburg für die Begichtungsanlagen und die Oefen und von der Firma Ed. Züblin & Cie., Ingenieurbüro in Straßburg i. Els. für die Taschenanlage ausgeführt.

Die Anlage gruppiert sich derart zu den Schrägaufzugachsen, daß sie in drei zunächst ausgeführte Teile zerfällt (vgl. den Lageplan Abb. 1. f. S.). Die Taschengruppe zwischen Ofen II und I weist zwei Taschen von je 8,16 m Weite bei 12 m Breite auf. Dann folgt eine Gruppe zwischen Ofen I und V mit 11 Taschen und dann eine solche zwischen Ofen V und VI mit 7 Taschen. Die Taschen dieser beiden Gruppen haben bei ebenfalls 12 m Breite eine Tiefe von 6,88 m v. M. z. M. Wand ge-

messen. Die Schütthöhe ist bei sämtlichen Taschen dieselbe und zwar in Mitte Tasche rd. 10 m. Die Anlage nimmt somit im ganzen etwa 20 000 t Erz von einem durchschnittlichen Raum-Gewicht von 1800 kg/cbm auf. Die Erze gelangen zum größten Teil aus den in nächster Nähe gelegenen Bergwerken in den Grubenhunten nach der Taschenanlage. Die Grubengleise sind zwischen normalspurige Gleise auf den Gleisbrücken in der Weise verlegt, daß die Hunte an den Gleisbrücken ihren Inhalt durch Kippen den einzelnen Taschen abgeben können. Um Erze ausladen zu können, die von außerhalb in normalen Eisenbahnwagen ankommen, sind außer den Grubengleisen auch die normalspurigen Gleise des Hüttenwerkes, durch Vermittlung eines Viaduktes, über die Taschen hinweggeführt.

Da die Hütte weit ab von den Kokserzeugungsstätten liegt, wurden entlang der ganzen Bunkeranlage geeignete Kokslagerplätze vorgesehen, die aus zwei parallel zur Bunkeranlage angeordneten Gleisbrücken für Normalspur gefüllt werden. Die sämtlichen Bauarbeiten, sowie die Ausstattung der Bunkeranlage mit den Verschlüssen und Verschluß-Windwerken zum Abziehen des Erzes, wurden von

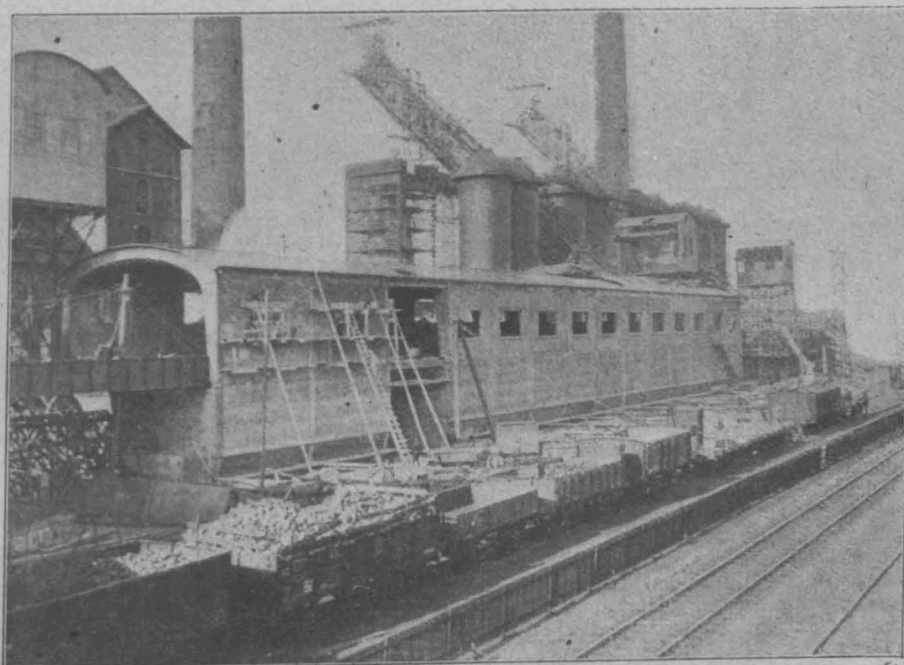


Abbildung 7. Bunkeransicht während der Ausführung.

der Firma Ed. Züblin & Cie. in Straßburg i. Els. ausgeführt. Wir lassen eine Beschreibung der einzelnen Bauteile folgen:

1. Erzbunker: (Abbildungen 2—4). Die Hauptabmessungen sind bereits erwähnt. Die Anlage baut sich auf kräftige wasserdicht ausgeführte Fundamente auf, die bis auf etwa 10 m unter Hüttenflur geführt werden mußten. Hierbei ist die durchgehende Fundamentplatte als Sohlen-Gewölbe zwischen die Säulenfüße gespannt und nimmt auf einer Schotterlage die zwei normalspurigen Abziegleise für die Kübelzubringer auf. Diese Schotterlage wurde

oder den Grubenhunten, sehr kräftig gehalten. Ein Teil der Bewehrung desselben geht aus der photographischen Aufnahme, Abb. 5, S. 12, hervor. Die Unterbrechung des schrägen Taschenbodens durch einen wagrechten Bodenteil ist mit Absicht gewählt, um ein vollständiges Auslaufen des Tascheneinhaltes zu verhindern. Das entstehende Polster von zurückgehaltenem Bunkereinhalte schützt in wirksamer Weise den Eisenbeton der Schrägböden gegen die Abnutzung durch die herabstürzenden Erze. Alle vorstehenden Kanten der Eisenbetonkonstruktion, die nicht durch ein natürliches Erzpulster geschützt werden konnten, sind mit schweren gußeisernen Kantenschutzschienen versehen. Die senkrechten Bunker-Außenwände und die Querwände sind dagegen in keiner Weise geschützt; es hat sich aber trotzdem in den verflossenen 5 Betriebsjahren sowohl an diesen senkrechten Wänden, wie auch an den übrigen Bauteilen, keinerlei Abnutzung gezeigt. Das gute Verhalten des Eisenbetons darf zum großen Teil wohl auch dem vorzüglichen Betoniermaterial zugeschrieben werden, welches sich aus einer Mischung von sehr scharf-

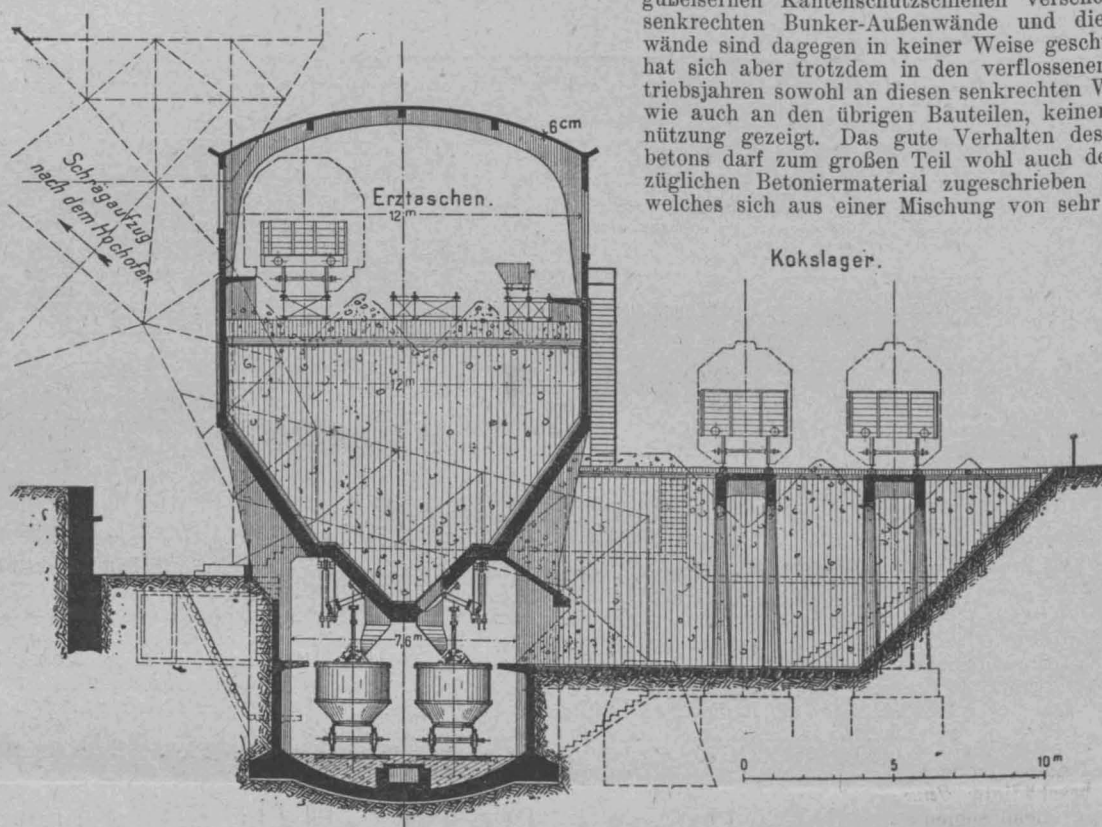


Abbildung 2. Querschnitt durch die Erzbunker-Anlage.

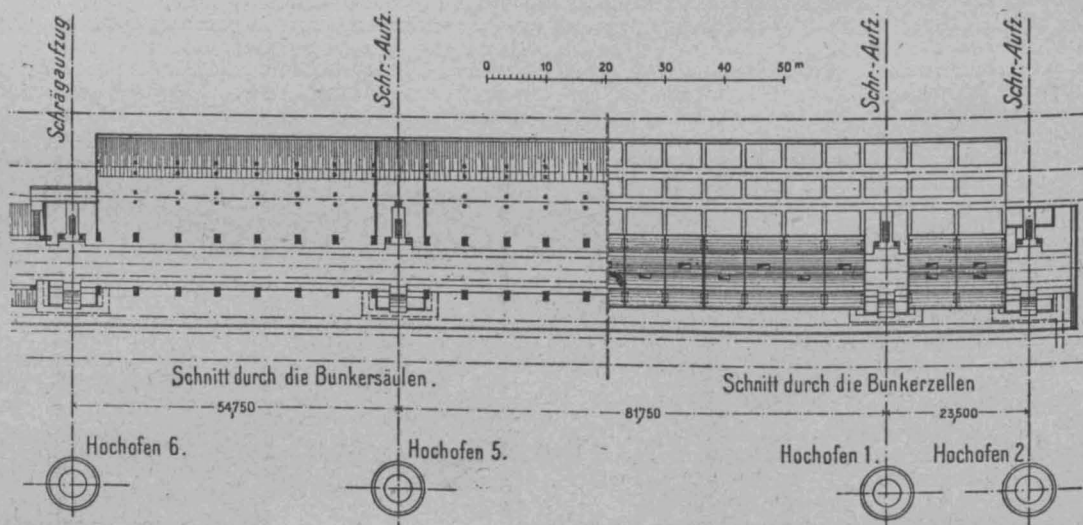


Abbildung 1. Lageplan.

später durch Einführung von flüssigem Beton zu einem zusammenhängenden Klotz umgewandelt, um die Zubringer-Gleise unverrückbar festzulegen. Es erwies sich diese Maßnahme als nötig, um ein genaues Arbeiten der in die Zubringer eingebauten Wiegevorrichtungen zu gewährleisten. Die lichte Weite des Zubringer-Kanales zwischen den Säulen beträgt 7,6 m. Zu beiden Seiten sind Bedienungsstege von fast 1 m Breite, frei auskragend an den Bunkersäulen befestigt. Der Siloboden ist zwischen die Säulen eingehängt und mit den Öffnungen für die Auslaufverschlüsse versehen. Dieser Boden ist, infolge der auftretenden starken Stöße beim Abstürzen der Erze aus den Eisenbahnwagen

körnigem Moselsand und Moselkies mit gebrochener Hochofenschlacke und granuliertem gemahlenem Schlackensand zusammengesetzt. Die Gleisbrücken liegen auf den Querwänden frei auf. Sie bestehen aus genieteten Trägern von 600 mm Höhe mit Holzschwellenbelag. Auf den Längswänden ruht die ganz in Eisenbeton durchgeführte 12 m weit gespannte Dachkonstruktion. Die Dachrahmen sind als Vollportale gerechnet. Die Dachhaut besteht aus einer 6 cm starken Eisenbetonplatte, die durch leichte Querbalken auf den Portalrahmen aufliegt und mit diesen zu einem einheitlichen Ganzen zusammengefügt ist. Die Wasserdichtigkeit des Daches wurde durch einen mehr-



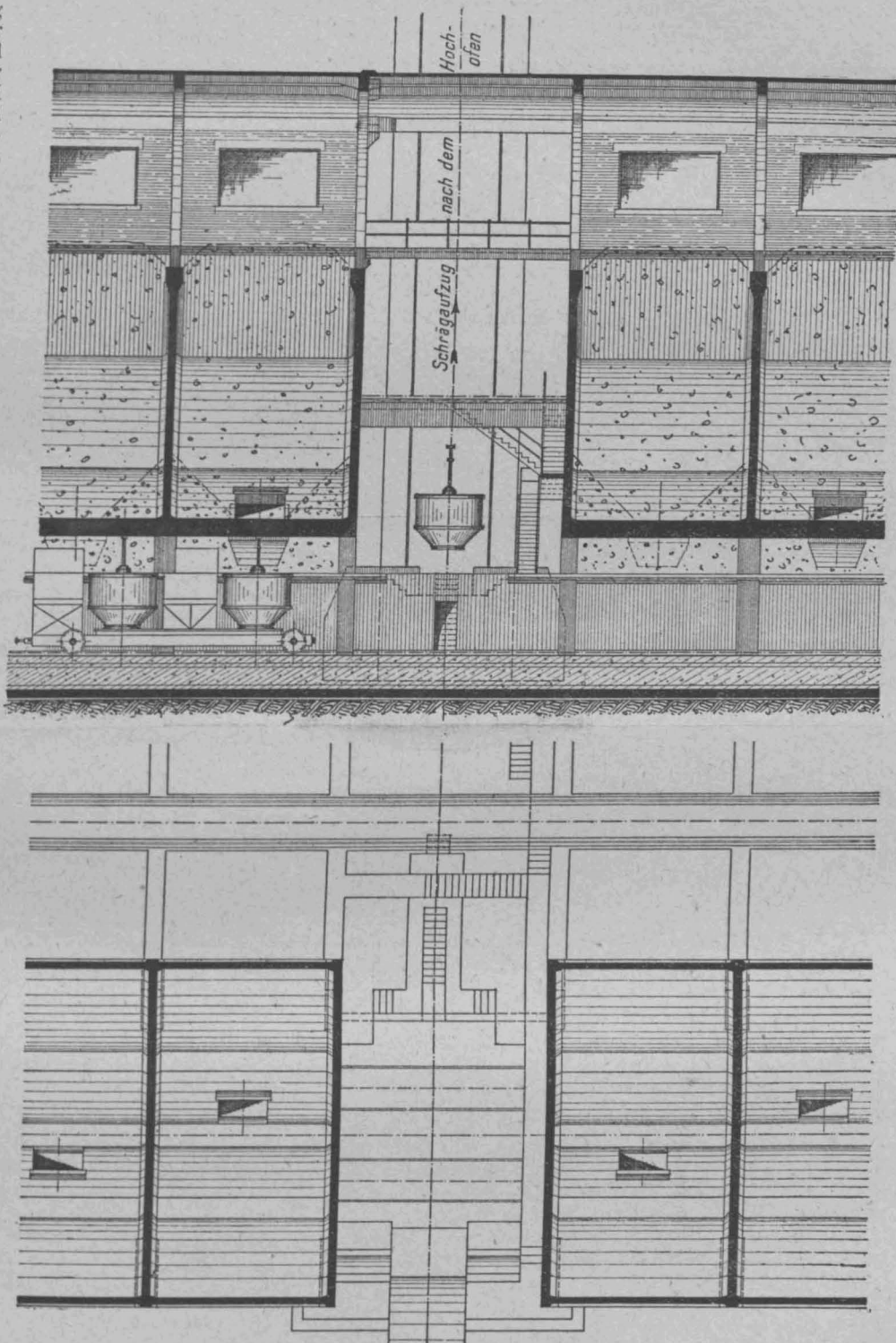
fachen Anstrich mit Asphalt-Emulsion der Elsässischen Emulsionswerke G. m. b. H. in Straßburg erreicht. Einen Blick in den überdeckten Raum des Bauwerkes zeigt Abb. 6.

Das Bunkergebäude ist durch Ausdehnungsfugen in vollständig unabhängige Einzelteile getrennt. Es wurde dafür gesorgt, daß sowohl im Sohlenkanal als auch im Dachraum durch groß gewählte Oeffnungen Licht und Luft in die Anlage gelangen. Zum Bunkerbau gehört auch ein Bauteil, der für den ungestörten Betrieb der Anlage von größter Bedeutung ist. Es ist dies der besonders ausgebildete Teil des Sohlenkanales, der zur Wiederinstandsetzung beschädigter Zubringer dient. Der Sohlenkanal ist über die Trennung für den Aufzug zu Ofen VI hinaus verlängert und zwar um vier Zellenbreiten. Im Boden ist eine geräumige Nachprüfungsgrube zwischen den Gleisen ausgespart. Dieser Teil des Sohlenkanales ist im übrigen genau gleich ausgebildet wie dort, wo sich die Taschen über ihm erheben. Wird die Taschenanlage später über Ofen VI hinaus verlängert, so verschwindet dieser, mit „Garage“ bezeichnete Teil, da über ihm Taschen aufgeführt werden. Die Säulen der künftigen Tasche sind daher von vornherein mit ausgeführt worden. Ueber den beiden äußersten Feldern ist sogar ein Teil des Bunkerbodens gebaut worden; der Raum unter diesem Boden dient als gedeckte Reparaturwerkstätte. In den beiden offenen Feldern können schwer beschädigte Zubringer aus dem Sohlenkanal hinausgeschafft werden. Ein Bild von der Ausführung gibt Abbildung 7, S. 9.

2. Verschlüsse: Jede Tasche ist mit einem vierklappigen Bunker-Verschluß, Bauart Züblin, ausgerüstet. Die Bedienung der Verschlüsse geschieht durch Windwerke, die auf die Zubringer aufgebaut sind. Die Verschlüsse sind nach der üblichen Bauart ausgebildet. Jede der vier Klappen besteht aus zwei gebogenen Winkeln, die durch ein gemeinsames Stirnblech zu einem einzigen Gebilde zusammengefügt sind. Die Klappen schwingen in kräftigen schmiedeisenen Lagern die am Bunkerboden durch Ankerschrauben befestigt sind. Die gußeisernen Belastungsgewichte sind fest mit den Klappenhebeln verbunden und ruhen in Schlußlage auf Gummipuffern auf, die ihrerseits in kräftigen schmiedeisenen Pufferstangen hängen. An jedem Gußgegengewicht ist ein Drahtseil befestigt, das über zwei Seilrollen nach dem fahrbaren Windwerk führt. Zur Ueberleitung des Erzes aus dem Verschluß nach den Kübeln dient ein kräftiger Auslaufrichter, dessen Neigung durch eine einfache Vorrichtung so eingestellt werden kann, daß das Erz sich gut in den Gichtkübeln verteilt. Die Abbildungen 8 und 9, S. 12, lassen die Anordnung erkennen.

Bei der Planung der Anlage konnte auf die günstigen

Verhältnisse der Minette verarbeitenden Hochofenwerke Rücksicht genommen werden. Diese Werke haben den Vorteil, daß eine, höchstens zwei Erzsor ten den Möller bilden. Es folgt hieraus, daß die Begichtungskübel oft während vieler aufeinanderfolgender Schichten immer an demselben Auslauf Erze abholen. So konnten Bedienungsvorrichtungen für die Verschlüsse vorgesehen werden, die diesem Umstand Rechnung tragen. Solche Vorrichtungen bestehen in fahrbaren Windwerken. Ein fahrbares Windwerk kann entweder auf einem festen Bediensteg hin und her fahren,



Abbildungen 3 und 4. Längsschnitt und Grundriß der Erz-bunker-Anlage.

der den Verschlüssen gegenüber angeordnet ist, oder es kann auf den Kübelzubringer aufgebaut sein. Die erste Lösung wurde bei der ersten Erztaschenanlage gewählt, die die Firma Züblin für die Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G., Abt. Aachener Hüttenverein, Esch a. d. Alz ausgeführt hat. Die zweite Lösung kam im vorliegenden Fall zur Anwendung.

Bei Hochofenwerken, die, wie die im Rheinisch-Westfälischen Industriegebiet, ihren Möller aus einer großen Anzahl verschiedener Erze und mannigfachen Zuschlägen zu-

sammensetzen, muß der Begichtungskübel zu allen denjenigen Taschen geführt werden, die entsprechendes Material enthalten. Es handelt sich oft um 12—15 verschiedene Sorten. Wollte man solche Anlagen mit fahrbaren Windwerken bedienen, so würde durch das wiederholte Ein- und Aushängen der Windwerkseile so viel Zeit verloren gehen, daß der komplizierte Möller in der gewünschten Zeit garnicht mehr zusammengesetzt werden könnte. Bei diesen Werken ist die Firma Züblin deshalb auch dazu übergegangen, sogenannte Transmissions-Windwerke auszuführen, die ortsfest vor jedem Verschluß untergebracht sind und alle durch einen gemeinsamen Antrieb bedient werden. Hier

und Drehscheiben ausgestattet, sodaß während des Abfüllens auch gewogen und der Kübel zwecks gleichmäßigen Füllens gedreht werden kann. Die Zubringerwagen sind ebenso wie die Schrägaufzugsanlagen von der „Deutschen Maschinenfabrik A.-G., Duisburg“, geliefert worden, während die Winden mit elektrischer Ausstattung sowie die Verschlüsse von der Firma Züblin & Cie. herrühren.

3. Kokslager: Während, wie schon erwähnt, die Erze zum überwiegenden Teil aus den in der Nähe gelegenen Erzgruben stammen, müssen die Brennstoffe aus entfernt gelegenen Zechen bezogen werden, und es ergab sich aus mancherlei Gründen die Notwendigkeit, ein umfang-

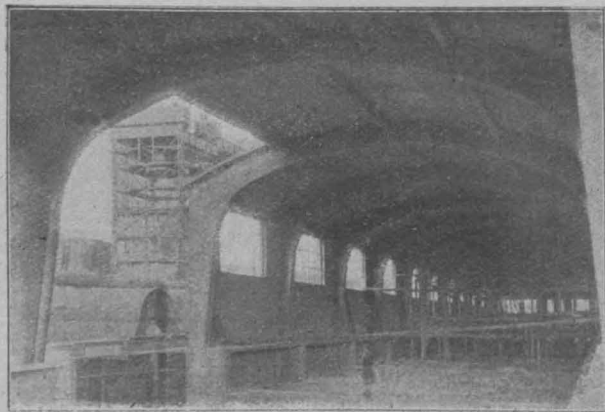


Abbildung 6. Bunkerdach.

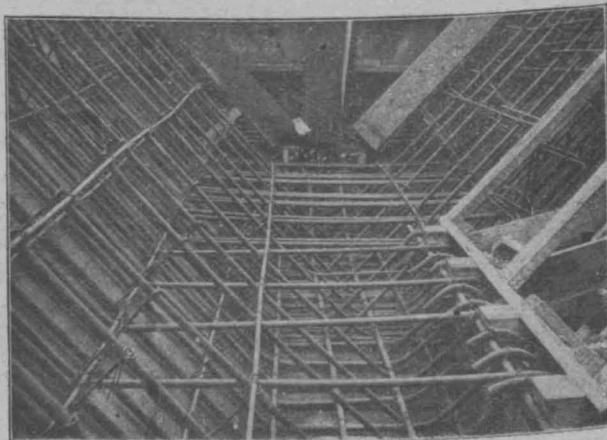
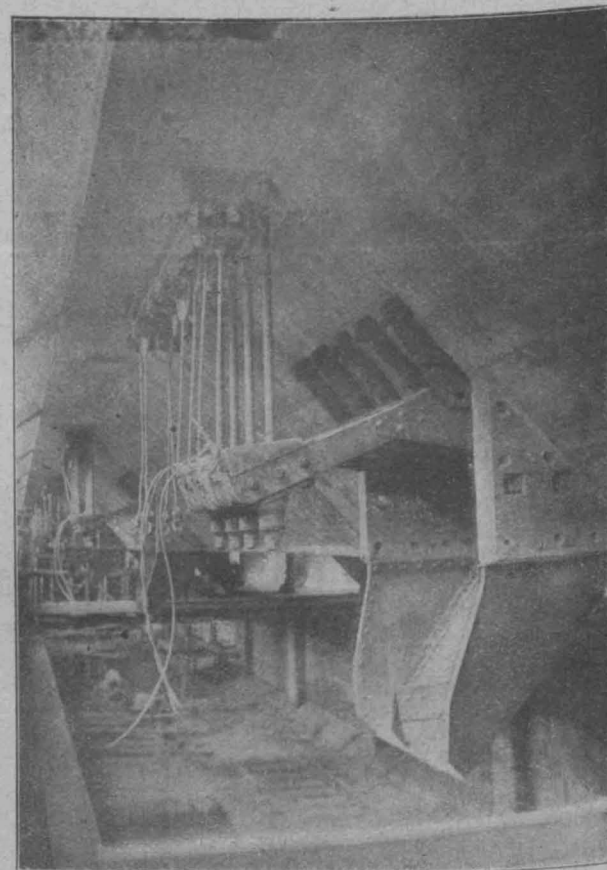
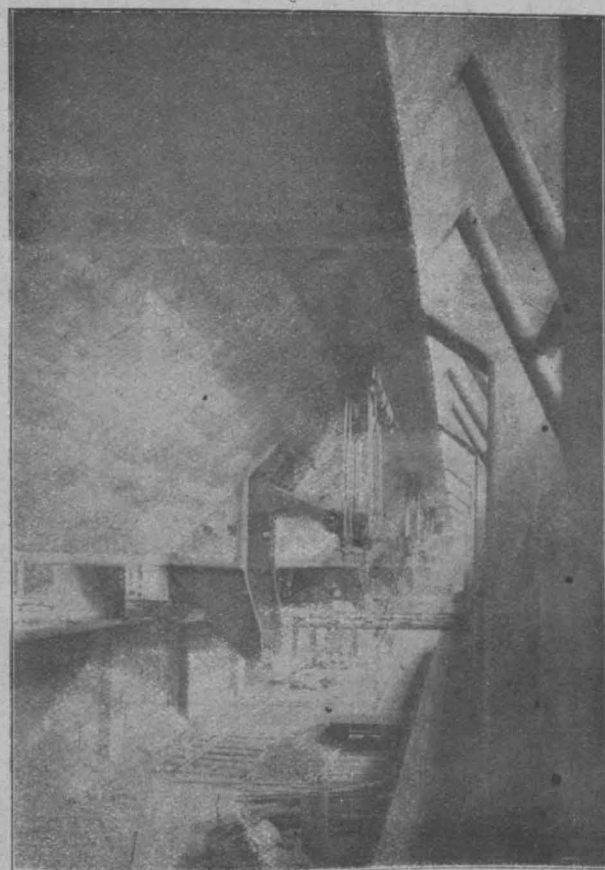


Abbildung 5. Bodenbewehrung des Bunkers.



Abbildungen 8 und 9. Ausläufe mit Züblin'schen Klappen-Verschlüssen.

ist es dem Bedienungsmann der Zubringer außerordentlich leicht gemacht, den Möller in kurzer Zeit zusammen zu setzen, da er, vor dem Verschluß angekommen, nur den Steuerhebel einrücken muß, um den Verschluß zu öffnen.

Die Lösung mit fahrbaren Windwerken hat den Vorzug billiger zu sein, da für eine Anzahl von Verschlüssen immer nur ein Windwerk nötig ist. Sobald der Zubringer vor demjenigen Auslauf angekommen ist, aus dem Erz in die Kübel abgezogen werden soll, werden die vier Zugseile der Klappe mit den vier Windtrommeln des Windwerkes gekuppelt und das Abfüllen kann durch Hochziehen der Klappen beginnen. Die Zubringerwagen sind hierbei mit Wiegevorrichtungen

reiches Zwischenlager für den Koks vorzusehen. Man sah hierbei davon ab den Koks, wie auch schon ausgeführt, in den Bunker selbst zu lagern, und ihn durch besondere Verschlüsse in die Kübel abzuziehen. Aus diesem Gedanken- gang heraus entstand das auf Abb. 2, S. 10 ersichtliche Kokslager, dessen Inhalt von Hand in die auf einem Zubringer stehenden Kübel geschaufelt wird. Die Sohle des Kokslagers liegt demnach auf gleicher Höhe, wie die Bedienungsstege in den Sohlenkanälen. Ein dachförmiger Boden zwischen den dem Kokslager zugewandten Bunkersäulen zwingt den Kokshaufen zur Bildung einer Böschung, die gerade bis Vorderkante des Bedienungssteiges reicht.



Von hier aus wird derjenige Koks unmittelbar in die Kübel geschauelt, der gut erreichbar ist. Der übrige weiter hinten liegende Teil des Koks-vorrates muß mit Gruben-hunten oder Schiebkarren nach dem Kübel gefahren werden. Das Kokslager hat einen Fassungsraum von etwa 12000 cbm. Die Absturzbrücken über dem Lager sind ganz aus Eisen-beton und bestehen im wesentlichen aus einer Balkenlage, die dieselbe Spannweite hat, wie die Zellenteilung der Erz-

taschen. Der Verkehr von einer Brücke zur anderen wird durch Querstege ermöglicht, die ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt sind. Die normalspurigen Gleise liegen auf Holz-schwellen unmittelbar auf der Eisenbetonkonstruktion. Zu erwähnen wäre noch, daß Böschung und Sohle des Koks-lagers mit größeren Stücken aus Hochofenschlacke gepflastert sind. Abb. 2 auf S. 10 zeigt die Anordnung der Eisenbeton-Brücken des Kokslagers im Querschnitt. —

## Einige Versuche mit Portlandzement-Traßmörteln und mit Ersatzstoffen für Traß.

Von Dr. phil. Calame in Wilhelmshaven. (Schluß)\*

Die Probewürfel wurden genau nach den Normenvor-schriften gelagert. Der verwendete Sand war ein sauberer diluvialer Quarzsand, der nach der Korn-größe durch folgende Siebrückstände charakterisiert wird:

900 Maschen-Sieb	88%	64 Maschen-Sieb	30%
600 "	"	20 "	"
324 "	"	9 "	"
120 "	"	4 "	"

Der Hohlraumgehalt des Sandes betrug 32,5%.

Die Druckfestigkeitsprüfung ergab:

nach 7 Tagen (Wasserlagerung)	nach 28 Tagen (Wasserlagerung)	nach 28 Tagen kom- binierter Lagerung 7 Tage in Wasser, 21 Tage an der Luft
kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
125	204	235
177	236	231
205	292	327
216	311	349
191	276	317
230	311	351
193	269	306
205	306	364
217	303	353
174	285	309
222	303	358
282	348	406
214	317	379
193	308	343

Gleichzeitig wurde regelmäßig die Portlandzement-Lieferung nach den deutschen Normen geprüft. Da der Zement sehr gut war, während jetzt in der Kriegszeit mit-unter auch recht geringe Festigkeiten für Zementlieferun-gen festgestellt worden sind, so seien die Ergebnisse der damaligen Normenprüfung beigelegt, um so einen Anhalt zur Beurteilung der vorstehenden Mörtelfestigkeiten zu liefern

	nach 7 Tagen, Wasser- lagerung	nach 28 Tagen, Wasser- lagerung	nach 28 Tagen, kombinierte Lagerung
Druckfestigkeiten des Portlandzements in Mischung mit Normal- sand 1:3 (Gewichts- teile) normgemäß behandelt.	212 197 231 229 293 236 186 255	249 261 288 277 346 279 230 297	262 280 319 328 387 352 284 361

Es folgen eine Reihe von Betonmischungen aus Port-landzement, Traß, dem oben beschriebenen diluvialen Sande und einem Kleinschlag aus gutem, harten Kohlsandstein:

Mischung in Raumteilen	Druckfestig- keit nach 28 Tagen Luftlagerung	Bemerkungen
Portland Traß Sand Klein- schlag	kg/qcm	
1 0,8 4 7	116	verschiedene Port- landzementmarken nach 3 Mon. 238 kg/qcm (Seesand u. Rhein- kies)
1 0,8 4,5 7	110	
1 0,8 3,5 7	118	
1 0,8 3 6,5	153	
1 0,8 2,5 5,5	127	
1 0,8 2,5 5,5	163	
1 6,8 2,5 5	182	
1 0,5 3 5	41	
1 0,8 4,5 8,5	113	
1 0,8 4 8	117	
1 0,8 3,5 7	118	

Proben von aus dem Bauwerk ausgestemmt Beton:

Mischung in Raumteilen	Druckfestigkeit
Port- land Traß Sand Klein- schlag	
1 0,8 2,5 5,5	122 kg/qcm nach 28 Tagen
1 0,8 2,5 5,5	301 nach 1 1/2 Jahren
1,1 0,8 2,4 4,4	256 nach 17 Tagen (Gußbeton).

Die Vorschriften für die Prüfung von Traß\*\*) geben an, daß Traß auf einem Sieb von 900 Maschen auf 1 qcm nicht mehr als 20 % Rückstand aufweisen soll. Eine fei-

nere Vermahlung sollte aber unbedingt angestrebt werden, etwa der beim Portlandzement üblichen Mehlfinheit gleichend, da ein erheblicher Festigkeitszuwachs durch diese Verbesserung des Trasses erreicht wird, wie die nach-folgenden Versuche mit Kalktraßmörtel zeigen, bei wel-chen Lengericher Fettkalk zur Verwendung kam, der fol-gende Bestandteile enthält:

Glühverlust des Kalkteiges	71,85 %	Der gegläute Kalk enthält:	
Sand	0,97 %	Tonerde	1,83 %
Kieselsäure	7,54 %	Kalziumoxyd	86,00 %
Eisenoxyd	1,60 %	Magnesiumoxyd	0,66 %

Mischungsverhältnis	Druckfestigkeit nach	Rückstand des Trasses auf dem Sieb von
Traß Kalk- teig Normal- sand	1 Mon. 3 Mon. 12 Mon.	900 Maschen 5000 Maschen
1,5 1 2	75,6 109,2 157,5	13,1% 42,9%
1,5 1 2	121,2 141,1 194,2	0,8 11,5
1,5 1 2	127,4 167,8 172,4	0,0 0,0

Mischung	Druckfestigkeit nach	Rückstand des Trasses auf	Glühverlust des Trasses
Traß Kalk- teig See- teich- sand	1 Mon. 3 Mon. 12 Mon.	900 Masch. 5000 Masch.	gemäß der Normalprüf.
1,5 1 2	98,9 135,2 172,1	21,4% 46,2%	7,94%
1,5 1 2	113,6 151,5 165,9	14,7 42,2	7,46
1,5 1 2	79,9 116,6 139,6	17,2 42,1	7,94
1,5 1 2	113,8 163,8 190,6	13,3 37,5	

Das Mischungsverhältnis ist bei beiden Versuchsreihen in Raumteilen angegeben. Die Mörtel wurden den Traß-normen entsprechend in einem kleinen Trommelmischer gemischt, in den Zement-Normenformen mit dem Böhme-schen Hammer eingeschlagen und im Seewasserbehälter bei Zimmertemperatur gelagert.

Der allgemeineren Verwendung von Traß steht hin-dernd im Wege, daß Deutschland allein auf die rheinischen Traßgruben angewiesen ist, sodaß für weite Gebiete die Fracht zu sehr ins Gewicht fällt. Hier kann vielfach als Ersatz die Hochofenschlacke eintreten, die dem Traß noch dazu als Bindemittel weit überlegen ist, wenn ein zur Zementherstellung geeignetes Erzeugnis ver-wendet wird.

Für den vorliegenden Zweck möchte ich nur die gra-nulierte basische Schlacke\*\*\*) vorschlagen. Auch für die Hochofenschlacke trifft die für die Streckung des Portland-Zementes maßgebliche Ersparnis an Brennmaterial zu, da sie ebenfalls nur getrocknet und einmal vermahlen werden muß. Der Wärmebedarf zur Trocknung und der Kraft-be darf beim Vermahlen ist allerdings größer als beim Traß, es ist jedoch zu berücksichtigen, daß die nötige Wärme zur Trocknung auf den Hüttenwerken meist noch zur Verfü-gung ist, daß die Schlacke als Traßersatz auch etwas größer gemahlen werden kann, als es für die Hochofen-Zement-Herstellung erforderlich ist (der übliche Feinheits-grad des Portlandzementes würde genügen) und daß durch die Verwendung der Schlacke doch an Frachtkosten, also auch an Kohlen und Belastung des Bahnverkehrs gespart werden soll. Den an sich berechtigten Einwand der Hoch-ofenzement-Fachleute, daß die Schlacke besser mit dem Portlandzement in der Fabrik zusammen vermahlen wird, kann entgegengehalten werden, daß für den Traß eigentlich dasselbe gelten sollte. Es kommt aber bei der augenblick-lichen Maßnahme nicht darauf an, mit einem möglichst hohen Zusatz an Hochofenschlacke ein dem Portlandzement ebenbürtiges Bindemittel herzustellen, als vielmehr auf der Baustelle durch einen dem Bedarf angepaßten Zusatz den Zement zu strecken, soweit die Ansprüche, die an das Bau-werk gestellt werden, dies zulassen. Gefordert werden muß dann allerdings ebenso wie beim Traßzusatz ein einwand-freier Mischbetrieb. Dann liegen die Verhältnisse für die

\*) In No. 1, S. 7 linke Spalte muß es in Zeile 7 statt 372 für den Hohlraumgehalt des Sandes 37%, heißen und in der ersten kleinen Tabelle ist der Seesandgehalt durchweg 2,5.

\*\*) Vergl. Mitteilungen aus dem Kgl. Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde 1910 Seite 155 f.

\*\*\*)) Ueber Versuche mit sauren Schlacken vergl. den No. 1, S. 7 angeführten Aufsatz von Link im Zentralbl. d. Bauverwaltung.

Daß solche Mischungen von Zement und Hochofenschlacke bei sorgfältiger Arbeit die Traßmischungen bei weitem übertreffen, zeigen folgende Versuche:

Der für die nachfolgenden Versuche benutzte Si-Stoff ist ein graues, klumpiges etwas feuchtes Pulver, dessen Feinheitsgrad durch folgende Siebrückstände umschrieben wird: Auf dem Sieb von:

4	Maschen	0,0%	Rückstand	324	Maschen	5,2%	Rückstand
9	"	0,0	"	600	"	6,0	"
20	"	1,4	"	900	"	6,6	"
64	"	2,7	"	5000	"	8,4	"
120	"	3,5	"				

Weitere, mehr dem Baubetrieb angepaßte Versuche liegen mir nicht vor, es läßt sich jedoch auch aus diesen Zahlen ersehen, daß mit einem Zusatz von 0,5 Raumteilen Schlacke auf 1 Raumteil Zement = 0,4 Gewichtsteilen Schlacke auf 1 Gewichtsteil Zement sich der Traßmischung mindestens gleichwertige Mörtel erzielen lassen.

Der Si-Stoff ist also viel feiner als der handelsübliche Traß. Das spezifische Gewicht ist 2,08, das Litergewicht lose eingelaufen 758 g, eingerüttelt 982 g, im Mittel aus beiden Werten 870 g. Da die Mischungsverhältnisse der Versuchsmörtel in Rauteilen angegeben wurden, der größeren Genauigkeit halber aber die Bestandteile für die einzelnen Mischungen der Versuche nach Gewichtsteilen zugeteilt werden mußten, wurde auf Grund obiger Ermittlung für ein Liter Si-Stoff das Gewicht 870 g angenommen. Die Analyse ergab:

Die Analyse ergab:	
nicht chemisch gebundenes Wasser . . . . .	31,45%
chemisch gebund. Wasser u. organ. Substanz . . . . .	12,27
Kieselsäure . . . . .	44,79
Eisenoxyd . . . . .	0,74
Tonerde . . . . .	6,92
Kalziumoxyd . . . . .	0,26
Magnesiumoxyd . . . . .	0,30
Natriumoxyd + Kaliumoxyd . . . . .	2,64
Schwefelsäureanhydrid . . . . .	0,53

Nach den Vorschriften für Traßprüfung ermittelt.

Uebereinstimmend mit dem Kgl. Materialprüfungsamt wurde beobachtet, daß der Si-Stoff energisch unter deutlich wahrnehmbarer Wärmewirkung auf den Abbindeprozeß einwirkt, ein Umstand, der dem Bindemittel vor dem Traß einen gewissen Vorzug verleiht, da ja mit Traß gemischte Zementmörtel langsamer abbinden. Für eine Reihe von Si-Stoff-Zementmischungen wurde folgende Bindezeit festgestellt:

Si-Stoff-Gehalt der Mischung i. Gewichts-Prozenten	Beginn des Abbindens nach	Bindezeit
5 %	5 $\frac{1}{4}$ Std.	10 $\frac{1}{2}$ Std.
10	4 $\frac{1}{2}$	9
15	3 $\frac{3}{4}$	8
20	3 $\frac{1}{2}$	8
25	3 $\frac{1}{2}$	8
33.3	3	7

Ein Mörtel aus einem Raumteil Kalkteig und einem Raumteil Si-Stoff band in 65 Stunden ab, der Beginn des Abbindens wurde nach  $7\frac{1}{2}$  Stunden festgestellt. Die Mischung 1 Kalkteig : 1,5 Si-Stoff begann nach  $4\frac{1}{2}$  Stunden abzubinden, bei einer Bindezeit von 60 Stunden. Alle diese Bindezeit-Bestimmungen wurden mit dem Nadelapparat ausgeführt. Für die Festigkeitsproben wurden alle Mörtelmischungen in dem für die Normalprüfung von Traß üblichen Trommelmischer hergestellt. Auf der Baustelle würde einer gründlichen Durchmischung des Si-Stoffes ganz besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden müssen, damit die Klumpen der Masse gründlich zerteilt werden.

Die folgenden Versuche S. 15 erstrecken sich auf eine Reihe von Si-Stoff-Portlandzement-Mörteln, die mit gleichartigen Traßmörteln aus den gleichen Baustoffen verglichen wurden. Die Proben lagerten in Seewasser von Zimmertemperatur.

Die Ergebnisse beweisen, daß ein brauchbarer Schwefelsäurefreier Si-Stoff sehr wohl an Stelle von Traß verwendet werden kann. Um festzustellen, welche Menge Si-Stoff dem Ze-

[illegible]

Als Ersatz für Traß können auch die unter dem Namen „Si-Stoff“ bekannten Rückstände in Frage kommen, welche bei der Gewinnung von schwefelsaurer Tonerde durch Aufschließen von Ton mit Schwefelsäure entstehen. Die Zusammensetzung des Si-Stoffes ist jedoch nicht gleichbleibend. Besonderes Gewicht ist darauf zu legen, daß keine erheblichen Mengen Schwefelsäure in der Masse enthalten sind, da sonst Treiberscheinungen hervorgerufen werden. Ueber Versuche mit Si-Stoff-Mörteln wird in den „Mitteilungen des Kgl. Materialprüfungsamtes in Groß-Lichterfelde“, Jahrg. 1900 und 1904, berichtet.

mentmörtel zuzugeben ist, um die günstigste Wirkung zu erzielen, wurde, wie in den früher beschriebenen Versuchen mit Traß, in einem Mörtel von 1 Rt. Zement : 1 Sandmehl : 2,5 Seesand das Sandmehl nach und nach durch Si-Stoff ersetzt. Die Festigkeitswerte weisen anfangs auf zwei verschiedene besonders günstige Mischungsverhältnisse hin

1. 1 Zement : 0,3 Si-Stoff,
2. 1 Zement : 0,8 Si-Stoff.

Die Jahresproben aber zeigen, daß die letztere die günstigste Mischung ist. Berücksichtigt man jedoch auch die Werte in der umstehenden Tabelle, so ergibt sich, daß für

mentmörtel zugegeben ist, um die günstigste Wirkung zu erzielen, wurde, wie in den früher beschriebenen Versuchen mit Traß, in einem Mörtel von 1 Rtl. Zement : 1 Sandmehl : 2,5 Seesand das Sandmehl nach und nach durch Si-Stoff ersetzt. Die Festigkeitswerte weisen anfangs auf zwei verschiedene besonders günstige Mischungsverhältnisse hin

1. 1 Zement : 0,3 Si-Stoff,
2. 1 Zement : 0,8 Si-Stoff.

Die Jahresproben aber zeigen, daß die letztere die günstigste Mischung ist. Berücksichtigt man jedoch auch die Werte in der umstehenden Tabelle, so ergibt sich, daß für



Mischung in Raumteilen			Druckfestigkeit bei Seewasserlagerung nach				Mischung in Raumteilen			Druckfestigkeit bei Seewasserlagerung nach			
Si-Stoff	Portland	Bausand	28 Tg.	3 Mon.	1 Jahr	3 Jahren	Traß	Portland	Bausand	28 Tg.	3 Mon.	1 Jahr	3 Jahren
—	1	3	103	128	160	180	—	1	3	103	128	160	180
0,10	0,90	3	119	129	140	134	0,10	0,90	3	101	119	147	165
0,15	0,85	3	103	131	161	211	0,15	0,85	3	104	125	146	185
0,20	0,80	3	114	141	161	200	0,20	0,80	3	98	109	129	164
0,333	0,667	3	122	146	173	204	0,333	0,667	3	78	99	130	137
0,40	0,60	3	118	139	163	159	0,40	0,60	3	70	85	106	128
0,50	0,50	3	119	137	162	169	0,50	0,50	3	54	67	73	117
—	1	2	274	295	324	357	—	1	2	274	295	324	357
0,10	0,90	2	335	365	392	416	0,10	0,90	2	266	257	303	296
0,15	0,85	2	273	275	328	291	0,15	0,85	2	196	219	262	260
0,20	0,80	2	264	273	299	284	0,20	0,80	2	207	248	261	274
0,333	0,667	2	304	315	344	252	0,333	0,667	2	208	234	288	282
0,40	0,60	2	300	338	363	269	0,40	0,60	2	176	197	228	235
0,50	0,50	2	231	237	230	291	0,50	0,50	2	144	184	217	262
—	1	1,5	334	322	375	350	—	1	1,5	334	322	375	350
0,10	0,90	1,5	453	479	659	597	0,10	0,90	1,5	399	380	480	541
0,15	0,85	1,5	402	389	485	509	0,15	0,85	1,5	320	342	363	434
0,20	0,80	1,5	350	323	369	358	0,20	0,80	1,5	344	362	397	348
0,333	0,667	1,5	327	347	428	397	0,333	0,667	1,5	270	291	313	323
0,40	0,60	1,5	282	281	356	421	0,40	0,60	1,5	274	306	329	357
0,50	0,50	1,5	195	214	166	280	0,50	0,50	1,5	171	219	267	290

die Praxis wohl das Mischungsverhältnis 1 Zement:0,3 Si-Stoff vorzuziehen ist.

Mischung in Raumteilen				Druckfestigkeit nach Seewasserlagerung von		
Si-Stoff	See-sand	Portlandz.	Sand-mehl	28 Tagen	3 Mon.	12 Mon.
0,0	2,5	1	1,0	247	283	337
0,1	2,5	1	0,9	258	293	334
0,2	2,5	1	0,8	267	265	265
0,3	2,5	1	0,7	304	313	331
0,4	2,5	1	0,6	288	303	309
0,5	2,5	1	0,5	297	246	336
0,6	2,5	1	0,4	267	255	339
0,7	2,5	1	0,3	342	313	303
0,8	2,5	1	0,2	367	398	385
0,9	2,5	1	0,1	371	384	373
1,0	2,5	1	0,0	370	360	345

Auch Mischungen von Si-Stoff mit Kalkteig wurden geprüft und das Ergebnis dieser Versuche ist in der folgenden Uebersicht zusammengestellt. Diesen Versuchen wird jedoch geringerer praktischer Wert beigemessen, da der Mörtel schon nach wenigen Stunden anzieht, sodaß er nicht als ein Ersatz des Kalk-Traß-Mörtels da verwendet werden kann, wo ein langsames Abbinden erwünscht ist.

Mischung in Raumteilen			Druckfestigkeit nach Seewasserlagerung von			
Si-Stoff	Kalk-teig	See-sand	28 Tagen	3 Mon.	1 Jahr	3 Jahren
1	1	1	94	94	88	68
1,5	1	2	135	131	101	58
1,5	1	2,5	151	156	131	89

## Literatur.

**Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 38.** Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Beziehungen zwischen Formänderungswinkel und Biegemoment. I. Teil. Ausgeführt in der Mat.-Prüf.-Anstalt der kgl. Techn. Hochschule zu Stuttgart in den Jahren 1912–1914. Bericht erstattet von Dr.-Ing. C. Bach, k. württ. Staatsrat, Prof. d. Masch.-Ing.-Wesens, Vorstand des Ing.-Laboratoriums und der Mat.-Prüf.-Anstalt und O. Graf, Ing. der Mat.-Prüf.-Anstalt. Berlin 1917. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Pr. geh. 7,60 M. —

Aus den bis 1911 durchgeführten, namentlich den älteren Stuttgarter Versuchen, hat Prof. Dr.-Ing. Mörsch i. A. des „Deutschen Ausschusses“ bereits Beziehungen zwischen Formänderung und Biegemoment abgeleitet und die Ergebnisse dieser Untersuchungen in Heft 18 der Veröffentlichungen des Ausschusses zusammengefaßt.\*) Es wurden bei Balken rechteckigen Querschnittes und gleicher Höhe und verschiedenen Bewehrungsprozenten die Längenänderungen  $\Delta_o$  an der oberen und  $\Delta_u$  an der unteren Balkenseite im mittleren Teil gemessen und daraus die Formänderungswinkel  $\Delta\varphi$  zwischen 2 benachbarten Querschnitten nach der Formel  $\Delta\varphi = \frac{\Delta_o + \Delta_u}{h}$  ermittelt, wenn

$h$  die Balkenhöhe bedeutet. Wurden die Winkeländerungen als Abszissen, die zugehörigen Biegemomente als Ordinaten aufgetragen, so ergaben sich für die Formänderungswinkel Kurven, die große Ähnlichkeit zeigen mit den bekannten Dehnungskurven, d. h. beide Aenderungen folgen also denselben Gesetzen wie bei homogenen Balken. Die Versuche reichten aber nicht aus, um die Einwirkung der Bewehrung, der Balkenhöhe, der Balkenform (rechteckiger und T-förmiger Querschnitt) klar zu stellen. Dazu sollten neue umfangreiche Versuche dienen, die 1912 in Stuttgart angefangen, vor ihrer vollständigen Durchführung durch den Krieg unterbrochen wurden. Auch die Berichterstattung hat sich aus dem gleichen Grund verzögert. Das vorliegende Heft 38 behandelt jetzt die bisher abgeschlossenen und bearbeiteten Versuche.

\*) Vergl. die Besprechung dieses Heftes in den „Mitteilungen“. Jahrg. 1912 S. 127.

Es wurden 5 Gruppen von Balken untersucht, alle in 3 m Abstand gestützt und in 1 m Abstand symmetrisch zur Mitte durch 2 gleich große Einzellasten beansprucht, sodaß das Moment in diesem mittleren Teil konstant ist. In Vergleich gestellt wurden in den verschiedenen Reihen: Balken gleichen Querschnittes (20 cm breit, 30 cm hoch) mit wechselndem Bewehrungsprozent (0,3–1,51%), die Eisen teils gerade mit runden Endhaken, teils an den Enden aufgebogen, teils noch mit Bügeln eingeschlossen; Balken wie vor, aber 30 cm breit und nur 20 cm hoch; Balken 30 cm breit, 40 cm hoch mit 0,3 und 1,52% Bewehrung; Balken mit durchweg 1,57% Bewehrung, teils von rechteckigem Querschnitt 20/40 cm, teils von T-förmigem mit 50, 75 und 100 cm breiter Platte; schließlich Balken T-förmigen Querschnittes mit 100 cm breiter, unten liegender Platte (also in der Zugzone) mit 1,67 und 0,76% Eisen, aber verteilt auf die Plattenbreite. Dazu wurden Würfelproben mit 30 cm Kantenlänge auf Druckfestigkeit, Prismen von 20·20 cm Querschnitt, 80 cm Höhe auf Druckfestigkeit und Verdrückung, Zugkörper von 20·20 cm Querschnitt auf Zugfestigkeit und Dehnung untersucht. An den Balken wurden die Reißbildungslast, die Bruchlast, die gesamte, bleibende und federnde Dehnung bzw. Verdrückung im mittleren Teil (auf 70 cm Beobachtungslänge), sowie die gesamte, bleibende und federnde Durchbiegung in Balkenmitte beobachtet bzw. gemessen. Der Beton bestand aus 1 Raumteil Portlandzement, 2 Rt. Rheinsand, 3 Rt. Rheinkies, 9,2% Wasser.

Die Würfelzugfestigkeit i. M. ergab sich zu 229 kg/qcm nach 45 Tagen. Die Zugfestigkeit wurde i. M. zu 18,7 kg/qcm ermittelt, das ist das 0,8fache der Druckfestigkeit (aber beobachtet an Körpern verschieden großen Querschnittes). Der Dehnungs-Koeffizient (gesamte Dehnung) für Zug schwankte innerhalb der angewendeten Belastungen zwischen 1:281200 und 1:224800, das Verhältnis zum Dehnungs-Koeffizienten des Eisens (1:2100000), war also 7,5–9,3. Die an den Prismen ermittelte Druckfestigkeit war i. M. 197 kg/qcm, d. h. das 10,5fache der Zugfestigkeit (bei Körpern gleichen Querschnittes). Der Dehnungs-Koeffizient für Druck lag zwischen 1:285500 und 1:179700, das Verhältnis zu demjenigen des Eisens also zwischen 7,3 und 11,7. Es sind das Ergebnisse, die sich mit an anderer Stelle gefundenen Werten etwa decken.

Die Ribbildungslast wächst natürlich bei gleicher Bewehrung mit der Höhe des Balkens, bei gleicher Höhe mit der Stärke der Bewehrung, wobei sich der Einfluß der Balkenhöhe besonders geltend macht. Bei genauer Beobachtung wurde auch die Belastung unmittelbar vor der Ribbildung festgestellt und dann mit  $n = 15$  unter Berücksichtigung des Eigengewichtes in üblicher Weise die Beton-Zugspannung berechnet, die sich bei 30 cm Balkenhöhe zu 28,3, bei 200 Höhe zu 27,9, bei 40 cm Höhe zu 26,6 kg/qcm i. M., also für alle Balken wenig von einander abweichend ergab. Die Lage und Verteilung der Eisen im Querschnitt bringt dabei gewisse Unterschiede hervor. Die Zerstörung der Balken wurde, abgesehen von den Balken mit Bügeln, durch Ueberschreiten der Streckgrenze der Eisen-Einlagen in der Zugzone eingeleitet, worauf dann nach weiterer Öffnung der Risse, der Beton in der Druckzone allmählich zerdrückt wird.

In der Weise wie Mörsch das angegeben hat, sind dann die Formänderungswinkel aus den gemessenen Längenänderungen ermittelt und die Ergebnisse in der schon beschriebenen Weise zu Kurven aufgetragen, die sich wieder ähnlich zeigen dem bekannten Bild der Dehnungslinie für die untere und obere Balkenfläche. Außerdem sind die Formänderungswinkel noch nach den amtlichen Bestimmungen von 1915 berechnet, d. h. nach Bildung eines ideellen Querschnittes aus dem vollen Betonquerschnitt einschl. Zugzone, vermehrt um die 10fache Fläche der Längseisen und unter der Voraussetzung einer gleich bleibenden Formänderungszahl 1:210 000. Es ergaben sich bei dieser Berechnungsweise durchweg größere Formänderungswinkel als auf Grund der Messungen. Der Unterschied wird aber mit Zunahme der Belastung kleiner. Das ist begreiflich, weil nach den Elastizitäts-Messungen für unter der Ribbildungslast liegende Lasten  $n = 10$  zu groß ist, während sich das Verhältnis mit steigenden Lasten diesem Wert immer mehr nähert. Die Versuche ergaben im Uebrigen, daß auf der gleichen Belastungsstufe das Verhältnis für die verschieden stark bewehrten Balken nicht wesentlich verschieden war.

Für Balken verschiedener Höhe hat Mörsch die Beziehung abgeleitet, daß bei gleichen Spannungen die Formänderungswinkel sich umgekehrt verhalten wie die Balkenhöhe. Es sind nun zur Nachprüfung dieses Gesetzes für eine Reihe von 20, 30, 40 cm hohen Balken die Formänderungswinkel für 200, 1000, 1200 kg/qcm Eisenspannung berechnet worden, wobei die Eisenspannungen aus den gemessenen Dehnungen berechnet wurden. Es sind wieder Kurven aufgetragen, in denen die Eisenspannungen die Abszissen, die Winkeländerungen die Ordinaten bilden. Dann sind die zu den bestimmten Eisenspannungen gehörigen  $\varphi$ -Werte aus der Kurve abzugreifen. Für Balkenhöhen von 40, 30, 20 cm ergibt sich sowohl für die 3 Eisenspannungen, wie für die zugehörigen Formänderungswinkel hier etwa 1:1,3:2, d. h. also das Gesetz wird bestätigt.

Es ist ferner ein Vergleich gezogen für die Lage der Nulllinie, ermittelt aus den Längenänderungs-Messungen und berechnet nach dem üblichen Verfahren, einmal mit und einmal ohne Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug. Werden die Biegemomente als Abszissen, die zugehörige Höhenlage der Nulllinie als Ordinaten aufgetragen, so lassen die sich ergebenden Kurven deutlich das bekannte Ansteigen der Nulllinie mit der Last erkennen. Bei den unteren Spannungsstufen bis nahe zur Ribbildungslast liegt die mit Berücksichtigung der Zugspannung des Betons ermittelte Nulllinie nicht wesentlich unter der aus Messung ermittelten Lage, in den höheren Belastungsstufen fällt die mit  $n = 15$  und ohne Berücksichtigung der Betonzugspannungen berechnete Nulllinie mehr mit der aus Messung ermittelten zusammen. Werden die Nulllinien-Kurven für verschiedene Bewehrungsprozent in ein Bild zusammen getragen, so zeigt sich ein immer flacherer Verlauf mit steigenden Bewehrungsprozenten, auch eine bessere Uebereinstimmung der Lage mit der aus  $n = 15$  berechneten Nulllinie, sowohl ohne wie mit Berücksichtigung der Betonzugspannungen.

Ebenso ist ein Vergleich gezogen hinsichtlich der Druckbeanspruchung des Betons nach Messung und Rechnung. Da aus den Elastizitätsmessungen an den Prismen die Zusammendrückungen des Betons bekannt waren, ließen sich aus den an Balken gemessenen Zusammendrückungen des Betons dessen Beanspruchungen feststellen. Für  $n = 15$  ergibt sich (ohne Berücksichtigung des Eigengewichtes) mit Berücksichtigung des Betons in der Zugzone für die unteren Belastungsstufen leidliche Uebereinstimmung zwischen gemessenen und berechneten Spannungen, dann aber bleiben die berechneten Spannungen hinter den gemessenen zurück. Dagegen ergibt sich bei Vernachlässigung des Betons in der Zugzone bei den unteren Belastungsstufen für die Rechnung ein höherer

Wert für die Druckbeanspruchung, während bei hoher Belastung die berechnete Druckbeanspruchung wieder hinter der gemessenen zurückbleibt.

Die an den 40 cm hohen, mit 1,57% Eisen bewehrten Balken teils ohne, teils mit oben oder unten liegender Platte ermittelten Ergebnisse bieten Ähnliches. Die für die Ribbildungslast ermittelten Zugspannungen im Beton zeigen unter sich und zu den niedrigeren und schwächer bewehrten Balken keinen großen Unterschied. Nur bei den Balken mit unten liegender Platte, wo sich die gleiche Bewehrungsmenge auf den größeren Plattenquerschnitt verteilt, sinkt die ermittelte Zugspannung bis auf 21,6 kg/qcm. Die nach den amtlichen Bestimmungen ermittelten Formänderungen sind wieder größer als die aus den Messungen ermittelten; die Unterschiede werden mit Zunahme der Belastung kleiner und verschwinden etwa bei der Ribbildungslast. Das Mehr der Werte nach den amtlichen Bestimmungen gegenüber der Messung ist nicht ausgeprägt beeinflusst durch die Bauart der Balken, denn das Verhältnis zwischen berechneter und gemessener Winkeländerung ist für den rechteckigen und den Plattenbalken mit 50 bis 100 cm Breite nicht wesentlich von einander abweichend. Das gilt auch von den Balken mit unten liegender Platte.

Das Endergebnis der umfangreichen Versuche bestätigt also die schon von Prof. Mörsch in Heft 18 aus den früheren Versuchen abgeleiteten Ergebnisse in befriedigender Weise. Es gibt ferner weitere Belege dafür, daß unser übliches Berechnungsverfahren für Eisenbeton-Konstruktionen in Bezug auf Spannung und Formänderung gegenüber den tatsächlich auftretenden Erscheinungen ungünstigere Werte ergibt, also größere Sicherheit bietet. Auch sonst gibt die wertvolle, reich mit Tabellen, Schaubildern und Aufnahmen von Balken in verschiedenen Belastungsstadien ausgestattete Schrift nach verschiedenen Richtungen hin interessante Aufschlüsse. Es sei hiermit ganz besonders auf sie verwiesen. — Fr. E.

**Deutsche Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement** (Erlaß des preuß. Ministers der öffentl. Arbeiten vom 22. Nov. 1917). Zu beziehen von Wilh. Ernst & Sohn. Pr. geh. 40 Pf.

Die von uns in No. 24 Jahrg. 1917 der „Mitteilungen“ schon kurz erwähnten Normen bestehen, ebenso wie die für Portlandzement aus 7 Abschnitten und einer Vorschrift für die Anfertigung der Zement-Sand-Proben (50 cm-Würfel) zur Feststellung der Druckfestigkeit. Letztere entspricht genau den Regeln der Portlandzement-Prüfung und auch die Normen weichen nur in einigen Punkten ab.

Abschnitt I, Begriffserklärung, bezeichnet Hochofenzement als ein hydraul. Bindemittel, das bei einem Mindestgehalt von 15% Gew.-Teilen Portlandzement vorwiegend aus basischer Hochofenschlacke besteht, die durch schnelle Abkühlung der feuerflüssigen Masse gekörnt ist. Hochofenschlacke und Portlandzement werden miteinander fein gemahlen und innig gemischt. Es dürfen nur beim Eisen-Hochofenbetrieb gewonnene Schlacken verwendet werden, bei denen das Verhältnis  $\text{CaO} + \text{MgO} + \frac{1}{3} \text{Al}_2\text{O}_3 > 1$  und der Magnesiagehalt nicht

$\text{SiO}_2 + \frac{2}{3} \text{Al}_2\text{O}_3$  mehr als 5% ist, letzteres wie beim Portlandzement. Wie bei diesem dürfen Zusätze zu besonderen Zwecken (abgesehen von den mindestens 15% Portlandzement) 3% des Gesamtgewichtes nicht überschreiten. Abschnitt II, Verpackung und Gewicht, entspricht den Portlandzement-Normen, Abschnitt III, Abbinden ebenfalls, jedoch mit dem hier erforderlichen Zusatz „Hochofenzement muß trocken und zugfrei gelagert und möglichst frisch verarbeitet werden“. Die Versuche haben nämlich ergeben, daß es zweckmäßig ist, den Hochofenzement vor dem Gebrauch nicht lange lagern zu lassen. Infolgedessen ist der letzte Absatz, der in den Erläuterungen zu III beim Portlandzement enthalten ist (daß dieser nämlich durch längeres Lagern an Güte nicht verliert, sodaß die Forderung von nur frischem Zement nicht gerechtfertigt erscheint), hierin Fortfall gekommen. Abschnitt IV, Raumbeständigkeit, entspricht wieder den Normen für Portlandzement, während Abschnitt V, Mahlfineinheit, statt 5% Rückstand auf dem 900-Maschensieb nur 12% auf dem 4900-Maschensieb zuläßt, also eine erheblich höhere Mahlfineinheit fordert. Abschnitt VI, Festigkeitsproben, und Abschnitt VII, Festigkeit, entsprechen wieder vollständig den betr. Abschnitten für Portlandzement. —

Inhalt: Erztaschen-Anlage der Vereinigten Hüttenwerke Burbach-Eich-Düderlingen, Werk Esch (Luxemb.). — Einige Versuche mit Portlandzement-Traßmörteln und mit Ersatzstoffen für Traß. (Schluß). — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

NO 3.

### Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg.

Von Baurat Unger-Nyborg in Hamburg. Hierzu die Abbildungen S. 20 und 21.



Schon lange genügte das südöstlich des Bleichenfleets an der Stadthausbrücke belegene Stadthaus nicht mehr dem Raumbedürfnisse der hier untergebrachten Polizei-Behörde, deren Geschäftsumfang infolge der starken Bevölkerungszunahme, der Eingemeindungen, der Stadterweiterungen usw. außerordentlich stark zugenom-

Der landfeste Erweiterungsbau mit Eingangshalle und Treppenhaus enthält außer Keller- und Erdgeschoß noch 4 Obergeschosse und Dachgeschoß, während der Verbindungsbau aus 2 Flügelbauten mit Erdgeschoß und 3 Obergeschossen besteht. In den Obergeschossen sind Verwaltungsräume und die verbindenden Flure angeordnet; die Erdgeschosse der Flügelbauten und der zwischen diesen liegende überdachte Lichthof sollen Raum für eine große Meldestelle bieten. Zur Verbindung der Kellergeschosse dient ein besonderer an der Flet-Front angeordneter Gang. Der Lageplan, Abbildung 1, und der Längsschnitt nebst Grundriß, Abb. 2 u. 3 S. 18 und 19, zeigen Lage und Anordnung des Erweiterungs-Baues soweit dieses zum Verständnis der Beschreibung

men hatte. Eine Vergrößerung des Gebäudes nach Osten ließ sich, hauptsächlich aus wirtschaftlichen Gründen nicht durchführen, sodaß man sich veranlaßt sah, auf der Nordseite des Bleichenfleets einen Erweiterungsbau auf einem Baublock zu errichten, der größtenteils mit staatlichen Verwaltungsgebäuden bebaut ist. Bei dem außerordentlich regen Verkehr im Stadthaus von Personen mit zuweilen geringem Orientierungsvermögen war es aber unbedingt erforderlich, die Polizeiverwaltung in einem zusammenhängenden und übersichtlichen Gebäudekomplex unterzubringen. Der neue Erweiterungsbau mußte daher mit dem alten Gebäude vereinigt werden und zwar durch einen das Bleichenflet überspannenden mehrstöckigen Verbindungsbau, um die einzelnen Geschosse unmittelbar miteinander verbinden zu können. Im Jahr 1913 beschlossen die gesetzgebenden Körperschaften die Errichtung eines derartigen Erweiterungsbaues nach einem Entwurf des Leiters des Hochbauwesens, Hrn. Baudirektor Dr.-Ing. F. Schumacher und stellten für die Ausführung 1 396 200 M. zur Verfügung.



Abbildung 5. Fassade des Erweiterungs- und Verbindungsbaues an der Stadthaus-Brücke.

Abbildung 3. Längsschnitt durch Brücke und Verbindungsbau.

## Schnitt A-B.

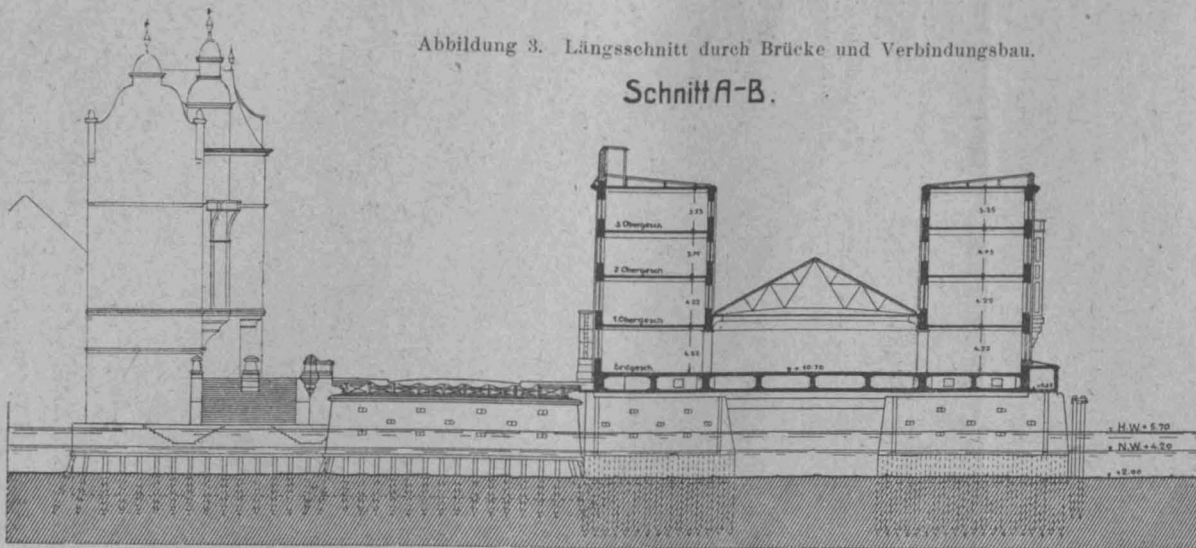


Abbildung 2 (unten). Grundriß des Verbindungsbaues über dem Bleichenflet.

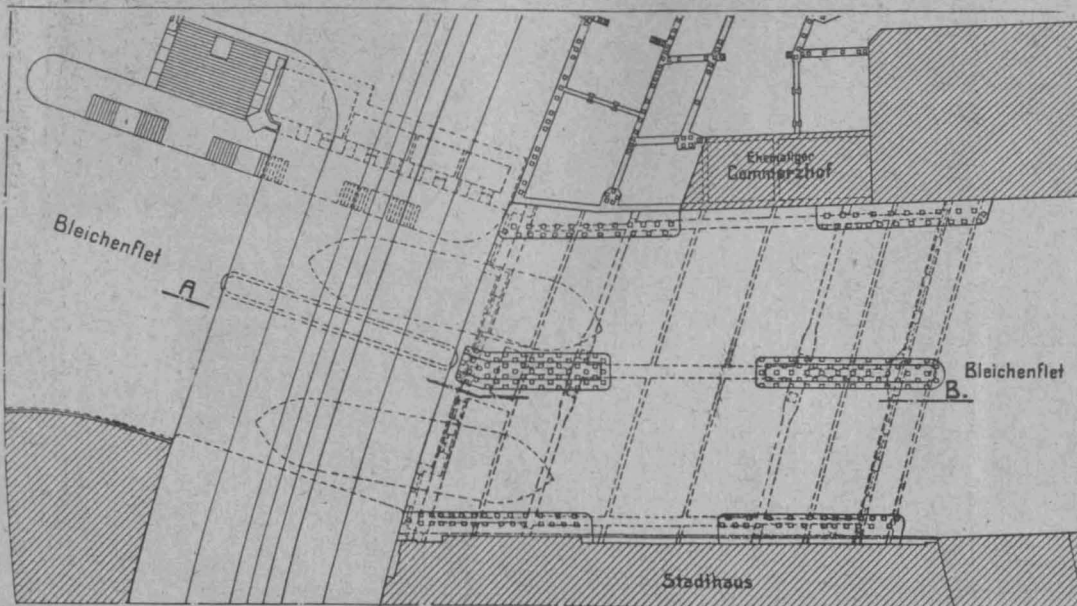


Abbildung 4c. Fassade des Verbindungsbaues.

(Die grau angelegten Flächen kennzeichnen das Eisenbeton-Tragwerk.)

des Grundbaues erforderlich erscheint. Die konstruktive Gliederung der Fassaden geht aus Abb. 4a—c hervor. Die architektonische Gestaltung der Fassade des bereits fertigen landfesten Teiles des Verwaltungsgebäudes, sowie des geplanten Verbindungsbaues an der Stadthaus-Brücke, wo der Charakter einer Fleiherbaumung nicht zum Ausdruck kommt, zeigt die Abbildung 5; die Architektur der Fleifront ist auf Abb. 6, S. 21 angedeutet. Die Gründung des landfesten Teiles des Stadthaus-Erweiterungsbaues auf Eisenbetonpfählen unter Verwendung der vorhandenen Ufervorsetzen bietet nichts



Abbildungen 4a und b. Fassaden des Verbindungsbaues.

(Die grau angelegten Flächen kennzeichnen das Eisenbeton-Tragwerk.)



bemerkenswertes. Von der Ausführung der hier ursprünglich vorgesehenen bewehrten Grundplatte mußte man wegen der vielen vorhandenen Mauerreste früherer Bauten absehen, da deren Umfang, Bautiefe und Tragfähigkeit nur durch ganz unwirtschaftliche Ausschachtungsarbeiten hätte festgestellt werden können, zumal der Baugrund ungünstig und von wechselnder Tragfähigkeit war.

Das Fundament des Verbindungsbaues, ein auf 4 Landpfeilern und 2 Strompfeilern ruhendes Tragwerk aus Eisenbeton, hat dagegen verschiedene Eigenarten aufzuweisen, denn hierfür war nur ein sehr beschränkter Raum für die Konstruktionen zur Aufnahme der schweren konzentrierten Lasten zweier vierstöckiger Gebäude verfügbar.

Das zu überbauende etwa 30 m breite Bleichenflet ist der wichtigste Wasserweg zwischen der Alster und der Elbe und hat einen regen Verkehr von Kähnen, Schuten und Ewern. Der Wasserstand, durch Schleusen geregelt, wechselt bei Ebbe und Flut gewöhnlich zwischen +4,2 m und 5,7 m, kann aber bei Sturmflut unter ungünstigen Umständen bis +7 m über Null des Hamburger Pegels steigen. Mit Rücksicht auf die Schifffahrt und eine in Aussicht genommene Regelung des Wasserlaufes konnte die Unterkante des Bauwerkes nicht tiefer als auf +9,10 m angeordnet werden und es blieb für die Tragwerke des an die Straßenoberfläche der Stadthaus-Brücke anschließenden Gebäudes nur eine Höhe von 1,54 m übrig. Zur Abstützung des Tragwerkes durften nur Pfeiler in der Verlängerung der Landpfeiler und des Mittelpfeilers der benachbarten Stadthaus-Brücke verwendet werden und zwar mußten sie möglichst schmal gehalten und so geformt werden, daß sie nicht die Schifffahrt behinderten. Es waren somit Öffnungen von 13–14 m zu überbrücken. Für so weit gespannte Träger, welche die gesamten Nutz- und Eigenlasten eines schweren vierstöckigen Gebäudes auf die Pfeiler überleiten sollen, reichte die verfügbare Höhe von 1,54 m nicht aus; handelte es sich doch beispielsweise bei den Straßenfront-Wandträgern um eine Höchstbelastung von durchschnittlich etwa 48 000 kg für 1 m, während diese bei den etwa gleich hohen eisernen Trägern der benachbarten Stadthaus-Brücke nur 3800 kg für 1 m beträgt. Infolgedessen mußte das Tragwerk des Gebäudes zum Teil in den Aufbau hineinverlegt werden; man mußte also die Frontwände zwischen den Pfeilern selbsttragend ausbilden, damit die Ueberbrückungs-Konstruktion des Fundamentes im wesentlichen nur die Lasten des Erdgeschosses allein zu tragen bekam.

Zu diesem Zweck sind in der auf Abb. 3, 4a–c und 7 angedeuteten Weise die einzelnen Geschosse durch Eisenbetonbalken abgefangen und ihre Auflagerkräfte durch seiliche und mittlere Stützen tunlichst unmittelbar auf die Fundamentpfeiler übergeleitet. Die Anwendung von Rahmenwerken und Ähnlichem erwies sich

bei der gegebenen Architektur des Gebäudes und dem ungünstigen Verhältnis der Geschoßhöhen zu den Spannweiten als unvorteilhaft. Ebenfalls wurde von der Verwendung von Eisenkonstruktionen für diese Tragwerke, wie auch für die Tragwerke des Fundamentes aus wirtschaftlichen Gründen abgesehen, zumal hierbei mit erheblichen elastischen Durchbiegungen der verhältnismäßig niedrigen Träger hätte gerechnet werden müssen, die zu Rißbildungen in dem Aufbau hätten Veranlassung geben können. Die Ausbildung der Abfangträger und ihre Bewehrung zeigt die Abb. 7, S. 20, die je die Hälfte der Straßen- und einer Lichthoffront darstellt; sie sind meistens als Träger auf 4 Stützen mit teilweise eingespannten Enden berechnet und mußten den für eine wirtschaftliche Gestaltung ungünstigen Raumverhältnissen zwischen den Fensteröffnungen, Balkonen usw. angepaßt werden. Verschiedentlich

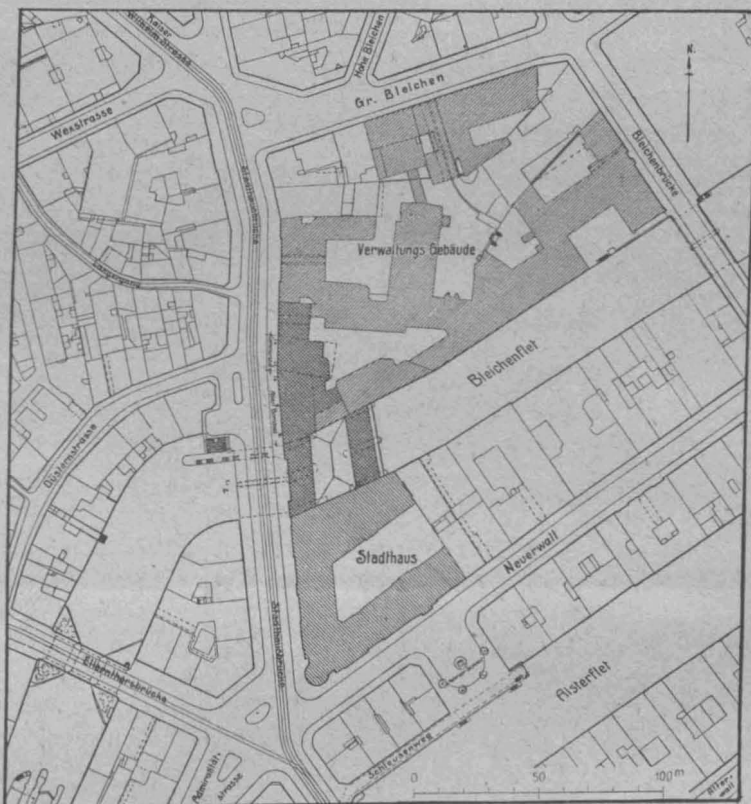


Abbildung 1. Lageplan des Stadthauses mit seinen Erweiterungen.

mußten die Mauern verstärkt und besondere Hilfskonstruktionen angewandt werden, um die hohen und dabei schmalen Träger genügend knicksicher auszubilden. An der Fletfront (Abbildung 4b) mußte wegen der dort geplanten Balkone eine besondere Anordnung gewählt werden und an der Straßenfront verhindert die beiden dort angeordneten Erker die Abfangung des ersten Obergeschosses, sodaß der Grundbauträger hier die Lasten von den beiden unteren Geschossen aufnehmen muß. — (Fortsetzung folgt.)

### Der Erhärtungsverlauf von Portlandzement und Portland-Zementmörtel.

**U**nsere bisherigen Erfahrungen mit Portland-Zement und Portlandzement-Mörtel gehen dahin, daß diese rasch ein hohe Festigkeit erreichen und dann, abgesehen von gewissen Schwankungen, die sich als Stillstand und selbst-Rückgang der Festigkeit ausprägen, noch auf lange Zeit, wenn auch erheblich langsamer mit wachsendem Alter an Festigkeit zunehmen. Es ist bekannt, daß — abgesehen von den erheblichen Abweichungen, welche die verschiedenen Zemente unter sich zeigen —, die Höhe des Wasserzusatzes beim Anmachen, die Art der Lagerung — im Wasser oder an der Luft — von wesentlichem Einfluß auf die Festigkeitsentwicklung sind, daß der Erhärtungsverlauf hinsichtlich der Zug- und Druckfestigkeit, wie wir sie an Zugkörpern und Druckwürfeln beobachten, ein verschiedener ist, daß namentlich die Zugproben im Festig-

keitsfortschritt größere Unregelmäßigkeiten zeigen, und daß schließlich der reine Zement und der Normenmörtel nicht durchaus parallel verlaufende Erscheinungen darbieten, daß der Erhärtungsverlauf beim Mörtel im Allgemeinen ein regelmäßiger ist als beim reinen Portlandzement. Der verschiedene Verlauf der Zug- und Druckfestigkeitszunahme bedingt auch ein wechselndes Verhältnis der Druck- und Zugfestigkeit, sodaß aus der letzteren keine sicheren Schlüsse auf die erstere gezogen werden können. Es fehlten aber bisher systematisch und auf lange Jahre durchgeführte Versuche, die es gestatten, diese verschiedenen Einflüsse in ihrer Wirkung auf den Erhärtungsfortschritt mit dem Alter zahlenmäßig zu erfassen.

In Heft 2 und 3 Jahrg. 1917 der „Mitteilungen des Kgl. Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde“, das soeben erschienen ist, veröffentlicht nun Prof. H. Burchartz,

ständiger Mitarbeiter der Abteilung für Baumaterialprüfung dieses Amtes, die interessanten Ergebnisse 10-jähriger Versuchsreihen, die i. J. 1906 zur Klarstellung dieser Fragen eingeleitet worden sind und die auch noch besonders darüber Aufschluß geben sollten, ob der bei reinen Zementen bei Wasserlagerung zwischen dem 7. und 28. Tage mitunter beobachtete Festigkeitsrückgang auf schädliche Eigenschaften des betr. Zementes zurückzuführen ist, die auch auf ein schlechtes Verhalten bei der Verarbeitung schließen lassen. Die umfangreiche Arbeit, die dabei nur einen kleinen

men geprüft und erwiesen sich durchweg als raumbeständig. Zug- und Druckfestigkeit wurden dann für alle 5 Zemente in reinem Zustand, im Mörtel 1:3 mit normalem und um 1% bei reinem Zement, 1½% bei Mörtel erhöhtem Wasserzusatz, bei Wasser- und Luftlagerung nach 7 und 28 Tagen, 6 Monaten, 1, 2, 5 und 10 Jahren festgestellt. Mit dem mäßig erhöhten Wasserzusatz beabsichtigte man eine Herabsetzung der Anfangsfestigkeit und damit einen gleichmäßigeren Verlauf des Erhärtungsfortschrittes, denn die bisherigen Beobachtungen mit Zementen hoher Anfangs-

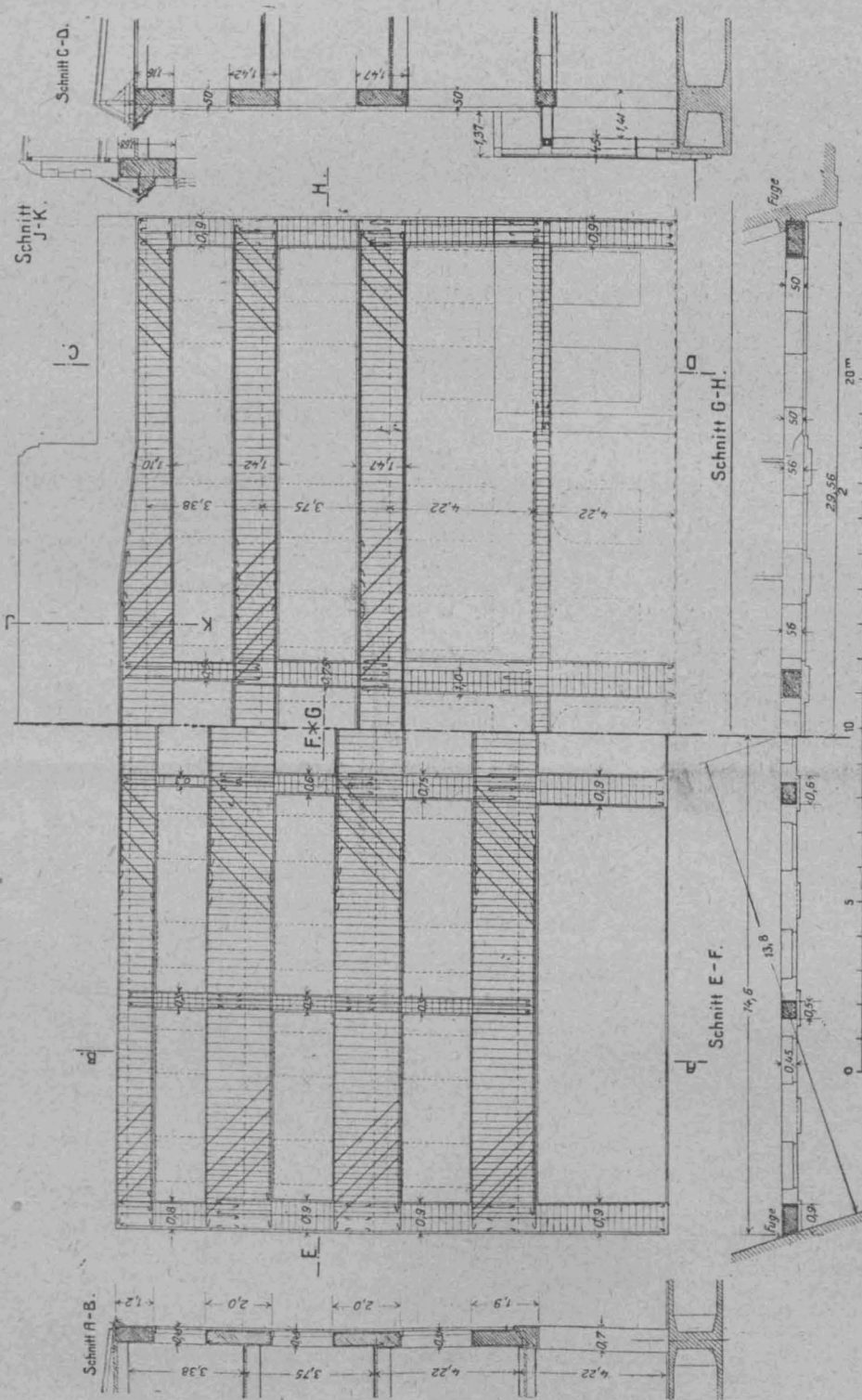
Festigkeit lassen darauf schließen, daß gerade bei diesen die erwähnten Schwankungen im Festigkeitsverlauf der in Wasser gelagerten Zugproben namentlich in den ersten Stadien eintreten, und daß ein erhöhter Wasserzusatz hier vielleicht regelnd eingreifen könne. Beobachtet wurden ferner die Raumgewichtsänderungen der Probekörper, deren Herstellung nach den damals noch gültigen alten Normen erfolgt ist.

Das Raumgewicht ergibt sich entsprechend der bei der Herstellung der Zugproben aufgewendeten größeren Arbeit beim Einschlagen hier höher als bei den Druckproben, ferner höher für den reinen Zement als bei den Mörtelproben, wenigstens bei der Erhärtung unter Wasser, höher bei den mit normalem Wasserzusatz angemachten Proben. Bei den unter Wasser gelagerten Proben nimmt das Raumgewicht mit fortschreitendem Alter bis zu 10 Jahren gesetzmäßig zu (mit einigen Unregelmäßigkeiten bei den Zugproben), während die an der Luft erhärteten Proben bis zu 1 Jahr infolge der Feuchtigkeitsabgabe an Gewicht verlieren und von da an mit dem Alter wieder fortschreitend an Gewicht zunehmen infolge der Aufnahme von Kohlensäure aus der Luft. Bei den reinen Zementproben prägt sich die anfängliche Gewichtsabnahme etwas stärker und länger anhaltend aus. Es sei hier gleich erwähnt, daß parallel mit diesen Gewichts-Schwankungen auch entsprechende Festigkeitsschwankungen laufen. Burchartz vertritt die Ansicht, daß hier rein chemische Vorgänge wohl nicht entscheidend sein können, da sich damit die spätere Wiederzunahme der Festigkeit nicht erklären ließe. Er sieht die Ursache wohl mit Recht in durch Schwinden her-

vorgerufenen Spannungsänderungen, die zunächst einen Festigkeitsstillstand bzw. -Abfall hervorrufen, während der spätere Zuwachs vorwiegend auch auf die Aufnahme von Kohlensäure zurückgeführt wird, wobei vielleicht auch die chemische Bindung des hierbei frei werdenden Wassers eine gewisse Rolle spielt.

Die Betrachtungen über den Erhärtungsverlauf selbst, die den wichtigsten Teil der Untersuchungen bilden, bringen Aufschlüsse, die mit bisherigen Anschauungen z. T. nicht übereinstimmen, während sie für andere nur die sichere Bestätigung bieten. Was zunächst die Beziehung

Abbildung 7. Abfangträger und ihre Bewehrung. Links Lichthofffront, rechts Straßenfront.



Teil des Beobachtungsmaterialies wiedergibt, ist reich mit Tabellen und Schaulinien ausgestattet. Wir entnehmen ihr die nachstehenden wichtigsten Angaben.

Die Versuche wurden mit 5 Portlandzementen durchgeführt, von denen 4 im Schachtofen erbrannt waren, während einer einem Drehrohfen entstammte. Sie unterschieden sich in ihren Anfangsfestigkeiten nach 7 und 28 Tagen recht erheblich — Zugfestigkeit bei normalem, erdfeuchter Beschaffenheit des Normenmörtels 1:3 entsprechendem Wasserzusatz nach 28 Tagen 21,9—26,5; Druckfestigkeit dgl. 247—359 kg/qcm. Sie wurden zunächst nach den Nor-



zwischen Festigkeitsrückgang der im Wasser gelagerten Zugproben im Anfang der Erhärtung und der sonstigen Brauchbarkeit des Zementes betreffen, so wurde bei einem Zement ein besonders starker Rückgang von 61,4 kg/qcm der 7 Tage- auf 55,1 kg/qcm der 28-Tagefestigkeit beobachtet, die bei dem erhöhten Wasserzusatz auf 60,6 bzw. 57,9 kg/qcm zurückging. Dieser Zement zeigt aber mit fortschreitendem Alter dieselbe Festigkeitsänderung wie die anderen Zemente. Diese zeigen z. T. in höherem Alter auch gewisse Schwankungen. Aus diesen Erscheinungen zusammen genommen zieht Burchartz den Schluß, daß „ein solches Verhalten nicht auf

schlechte Beschaffenheit und einen Mangel des Zementes zurückzuführen ist und nicht schlechte Bewährung nach der Verarbeitung nach sich zu ziehen braucht. Er betrachtet das als eines der wesentlichsten Ergebnisse der vorliegenden Versuche.

Aus den mitgeteilten Festigkeitszahlen sei hier nur eine aus allen Versuchsergebnissen der 5 Zemente gemittelte Tabelle entnommen, welche die Verhältniszahlen für die höheren Altersstufen enthält, wenn die 7-Tagefestigkeit gleich 100 gesetzt wird:

Nach dieser Tabelle (unten) nimmt, abgesehen von gewissen kleineren Schwankungen, die Zugfestigkeit des reinen Zementes bei Wasserlagerung bis zu 5 Jahren um etwa 25 % für beide Wasserzusätze zu, um dann bis 10 Jahren Alter wieder etwas zu sinken bis 18 %. Bei der Luftlagerung zeigt sich bis 28 Tage Alter zunächst ein starkes Anwachsen um 50 bzw. 29 % bei normalem und gesteigerten Wasserzusatz, dann bis zu 2 Jahren wieder ein starkes Abfallen, um schließlich nach 10 Jahren mit einer Festigkeit zu enden, die die 7-Tagefestigkeit um 70 bzw. 67 % übertrifft. Die Mörtelproben zeigen einen gleichmäßigeren Verlauf der Festigkeitszunahme und höhere Endwerte für diese. Sie ist größer für die Luftlagerung als für die Wasserlagerung und beträgt nach 10 Jahren i. M. beider Wasserzusätze bei den Wasserproben 116, den Luftproben 165 %. Der Festigkeitsfortschritt ist bei dem höheren Wasserzusatz geringer und zwar wächst der Festigkeitsunterschied mit dem höheren Alter.

Wichtiger für die praktische Verwertung ist das Verhalten der Druckfestigkeit. Diese nimmt bei Wasserlagerung und reinem Zement bis zu 5 Jahren lebhaft zu bis 135 % i. M., wächst dann aber bis zu 10 Jahren Alter nicht weiter an; bei der Luftlagerung ist ein zwar geringeres, aber bis 10 Jahren anhaltendes Anwachsen der Festigkeit, i. M. um 77 %, zu verzeichnen und die aufgetragenen Schaulinien lassen erkennen, daß das Anwachsen der Festigkeit auch noch weiter andauern würde. Die Mörtelproben zeigen bei Wasserlagerung zunächst ein stetiges Anwachsen der Festigkeit bis 1 Jahr, dann tritt bis 2 Jahre Stillstand ein, dann wieder ein weiteres Anwachsen bis 5 Jahre, worauf eine weitere Erhöhung bis 10 Jahre nicht mehr eintritt. Das Endergebnis ist um 141 % bei normalem, 164 % bei höherem Wasserzusatz höher als die 7-Tagefestigkeit, die Proben mit höherem Wasserzusatz zeigen also eine stärkere Festigkeitszunahme.

Bei Luftlagerung ist der Festigkeitsfortschritt bis zu 5 Jahren geringer als bei Wasserlagerung, bis zu 10 Jahren zeigt sich aber ein weiterer Festigkeitsfortschritt und das Endergebnis ist mit 150 % bei normalem, 162 % bei erhöhtem Wasserzusatz größer als bei der Wasserlagerung.

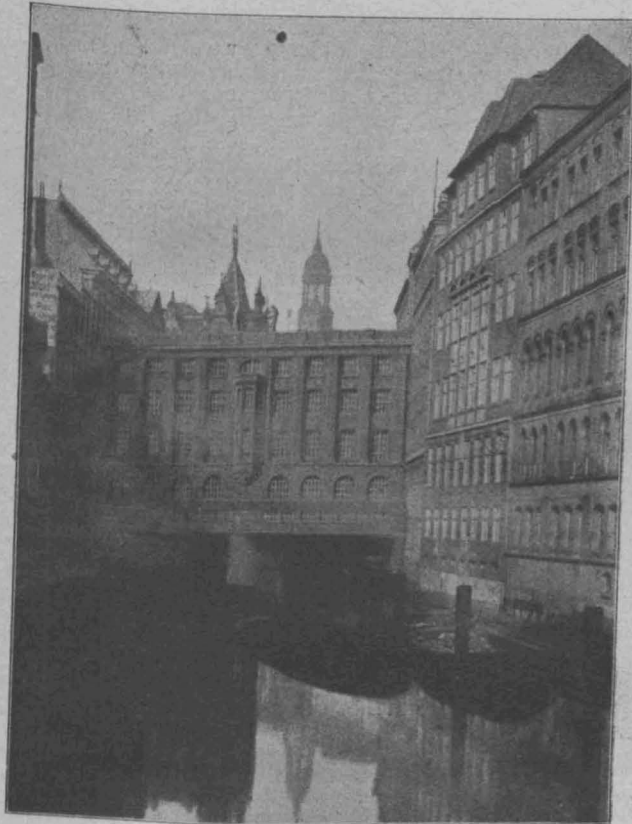


Abbildung 6. Architektur der Fletfront.  
Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg.

Mischung		Reiner Zement							Zementmörtel 1:3						
Art der Erhärtung	Wasser-Zusatz	Verhältniszahlen für													
		7 Tage	28 Tage	6 Monate	1 Jahr	2 Jahre	5 Jahre	10 Jahre	7 Tage	28 Tage	6 Monate	1 Jahr	2 Jahre	5 Jahre	10 Jahre
Zug															
Unter Wasser	normal höher	100	108	114	108	121	125	118	100	138	171	174	193	212	226
		100	110	118	114	126	128	118	100	129	165	158	180	189	206
An der Luft	normal höher	100	152	134	92	114	135	174	100	144	200	222	266	276	271
		100	129	119	86	103	132	167	100	137	190	219	258	268	260
Druck															
Unter Wasser	normal höher	100	135	175	201	220	233	233	100	144	200	211	210	241	240
		100	142	191	206	225	239	242	100	149	208	222	222	264	262
An der Luft	normal höher	100	137	142	140	153	163	174	100	140	155	156	165	214	250
		100	140	148	144	153	165	180	100	150	166	166	170	233	262

Mischung		Reiner Zement							Zementmörtel 1:3						
Art der Erhärtung	Wasser-Zusatz	Durchschnittswerte in kg/qcm nach													
		7	28	6	1	2	5	10	7	28	6	1	2	5	10
		Tagen	Tagen	Mon.	Jahr	Jahren	Jahren	Jahren	Tagen	Tagen	Mon.	Jahr	Jahren	Jahren	Jahren
Zugfestigkeit															
Unter Wasser	normal	59,1	63,8	67,6	64,0	71,6	73,8	70,0	18,0	24,9	30,8	31,4	34,8	38,1	40,6
	höher	55,1	60,6	64,9	62,6	69,2	70,8	65,0	19,2	23,3	31,7	30,3	34,6	36,3	39,6
An der Luft	normal	43,1	65,6	58,0	39,8	49,1	58,3	75,2	22,5	32,5	45,0	50,0	59,7	62,1	61,0
	höher	44,6	57,3	53,3	38,2	46,2	58,8	74,7	22,7	31,0	43,1	49,3	58,5	60,7	59,2
Druckfestigkeit															
Unter Wasser	normal	469	635	822	944	1036	1094	1094	213	306	425	450	448	513	510
	höher	429	608	821	884	967	1023	1040	187	278	389	416	415	493	489
An der Luft	normal	493	675	702	690	753	805	854	244	341	378	381	401	523	608
	höher	451	629	669	651	692	745	809	209	314	348	348	356	487	546

Nach der Schaulinie zu urteilen ist auch über 10 Jahre hinaus noch ein weiteres Anwachsen der Festigkeit zu erwarten.

Die Untersuchungen zeigen, daß die Art der Lagerung auf Zug- und Druckproben, auf reine Zement- und Mörtelproben verschieden wirkt. Im Allgemeinen aber kann man sagen, daß die Wasserlagerung bis zum Alter von 5 Jahren etwa einen gleichmäßigeren Verlauf der Festigkeitszunahme verursacht, daß die Luftlagerung aber die Anfangsfestigkeit und die Nacherhärtung in höherem Alter günstig beeinflusst.

Trotz des geringen Unterschiedes der beiden Wasserzusätze bestätigen die Versuche die bekannte Erfahrung, daß der höhere Wasserzusatz die Festigkeit herabsetzt und zwar beim reinen Zement etwas stärker als beim Mörtel. Die Festigkeitszunahme wird bei den Zugproben durch den höheren Wasserzusatz bis zum Alter von 2 Jahren ebenfalls ungünstig beeinflusst. Bei den Druckproben wird sie dagegen bis zum Alter von etwa 5 Jahren durch den höheren Wasserzusatz erhöht. Dann aber blieben die vorhandenen Unterschiede in den Festigkeiten der beiden Wasserzusätze bestehen, d. h. die bisher vielfach gemachte Annahme, daß die Festigkeit des mit höherem Wasserzusatz angemachten Zement-Mörtels diejenige des steiferen Mörtels in den höheren Altersstufen erreicht oder gar überschreitet, wäre demnach nicht zutreffend. (Als weiterer Beleg hierfür werden vom Verfasser auch noch Versuche mit Betonmischungen verschiedener Wasserzusätze angeführt, die in Lichterfelde für den „Deutschen Ausschuss für Eisenbeton“ durchgeführt und im Heft

17. Jahrg. 1912 von den Veröffentlichungen dieses Ausschusses mitgeteilt sind.)

Zum Schluß seien noch die Durchschnittswerte aus den Festigkeitsversuchen selbst in vorstehender Tabelle (S. 21 unten) mitgeteilt.

Die Tabelle bedarf nach den vorangeschickten Ausführungen keiner Erläuterungen mehr.

In der Veröffentlichung wird auch noch das mittlere Verhältnis der Druckfestigkeit zur Zugfestigkeit ausgerechnet. Es zeigt natürlich ähnliche Schwankungen, wie die Festigkeiten selbst. Bei dem reinen Zement wächst das Verhältnis bei Wasserlagerung stetig bis zum Alter von 1 Jahr, fällt wieder bis zu 2 Jahren und wächst dann wieder bis zum Schluß der Beobachtungsperiode. Bei Luftlagerung ist das Anwachsen des Verhältnisses bis zu 1 Jahr Alter wesentlich rascher, von da ab fällt es aber dauernd. Die Mörtelproben zeigen bei Wasserlagerung eine zweimalige Schwankung, Anwachsen bis 1 Jahr, Fallen bis 2 Jahr, Wiederanwachsen bis 5 Jahr und endgültiges Fallen von da ab. Die Luftproben zeigen zunächst bis 2 Jahre Alter ein stetiges Fallen des Verhältnisses, darauf ein fortschreitendes Anwachsen bis zum Schluß. Die Abweichungen infolge der beiden verschiedenen Wasserzusätze sind nicht groß, der höhere Wasserzusatz zeigt aber immerhin ein etwas niedrigeres Verhältnis der Druck- zur Zugfestigkeit. Die Mittelwerte aus allen Versuchen schwanken zwischen 6,2 und 17,5 als Grenzwerten, für den reinen Zement allein zwischen 7,8 und 17,5, den Zementmörtel für sich zwischen 6,2 und 14,4. —

Fr. E.

### Zur Ermittlung der Beziehung zwischen Biegungs- und Würfel-Druckfestigkeit des Betons unter Verwendung von Kontrollbalken.

Von Ingenieur Dr. Wilhelm Vieser in Wien.

**D**ie Erprobung des Betons erfolgte bis vor wenigen Jahren ausschließlich in Form von Würfeln; seit einigen Jahren finden auch Kontrollbalken-Versuche statt. Letztere sind noch wenig verbreitet, da sie noch nicht von den einschlägigen amtlichen Vorschriften zugelassen sind. Die Kontrollbalken, System Dr. v. Emperger, ermöglichen die Ermittlung der Betonbiegungs-Druckfestigkeit in einfacher Weise auf der Baustelle selbst und geben ein richtigeres Bild von der Festigkeit des Baubetons als in Laboratorien untersuchte Würfel.<sup>1)</sup> Dieses zweckmäßige Verfahren wurde von Dr.-Ing. Färber noch weiter ausgebildet und zur Vereinfachung der Untersuchungen eine eigene Vorrichtung, Reformprüfmaschine

genannt, konstruiert.<sup>2)</sup> Auf Grund umfangreicher Versuche dürfte die Kontrollbalken-Probe voraussichtlich auch in neuen amtlichen österr. Vorschriften vorgesehen werden.

Die Durchführung der Prüfung mit Kontrollbalken und ihre Vor- und Nachteile gegenüber den Würfelproben sollen hier nicht näher erörtert werden. Zweck nachstehender Untersuchungen ist lediglich die Feststellung der Beziehung zwischen der mit Kontrollbalken ermittelten Biegungs-Druckfestigkeit und der Würfel-Druckfestigkeit. Sie stützen sich z. T. auf eigene Versuche und Beobachtungen, aber

<sup>1)</sup> Siehe Forscherarbeiten aus dem Gebiet des Eisenbetons, Heft XIV. Eine Güteprobe für Beton. System Dr. v. Emperger. 1911.  
<sup>2)</sup> Armierter Beton. 1911. Heft 6. „Deutsche Bauzeitung“, „Mitteilungen“ Jahrg. 1912, S. 133.

Tabelle I.

Material	Mischungsverhältnis Alter der Proben	Sommerversuche			Winterversuche			Sommerversuche		Winterversuche		
		Bie- gungs- druck- festig- keit	Würfel- festig- keit	Ueber- tra- gungs- zahl	Bie- gungs- druck- festig- keit	Würfel- festig- keit	Ueber- tra- gungs- zahl	Mittelwerte der $\sigma_d$	Ueber- tra- gungs- zahl $\xi$	Mittelwerte der $\sigma_d$	Ueber- tra- gungs- zahl $\xi$	
		$\sigma_{bd}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>		$\sigma_{bd}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>						
Wi	250 kg Zement 3 Wochen	339	229	1,48	281	235	1,20	261	1,42	265	1,26	
	6 „	375	257	1,46	356	279	1,27					
	pro m <sup>3</sup> 12 „	416	300	1,38	368	282	1,30					
	320 kg Zement 3 Wochen	359	284	1,26	249	216	1,15	300	1,28	260	1,26	
	6 „	382	304	1,25	315	269	1,17					
	pro m <sup>3</sup> 12 „	417	312	1,32	401	295	1,36					
Bi	420 kg Zement 3 Wochen	395	369	1,07	291	242	1,20	390	1,05	293	1,14	
	6 „	402	375	1,07	336	294	1,11					
	pro m <sup>3</sup> 12 „	438	427	1,02	390	344	1,13					
	250 kg Zement 3 Wochen	205	166	1,23	140	87	1,60	182	1,32	107	1,47	
	6 „	250	191	1,31	162	108	1,50					
	pro m <sup>3</sup> 12 „	268	188	1,42	165	125	1,32					
	320 kg Zement 3 Wochen	225	179	1,26	213	157	1,36	210	1,33	192	1,34	
	6 „	273	200	1,37	324	210	1,54					
	pro m <sup>3</sup> 12 „	345	250	1,38	277	208	1,32					
	420 kg Zement 3 Wochen	312	262	1,19	221	152	1,45	278	1,25	227	1,20	
	6 „	336	271	1,24	388	263	1,47					
	12 „	401	302	1,33	337	266	1,27					

Tabelle II. Gesamtmittel  $\sigma_d = 247$ ,  $\xi = 1,277$ .

1.	Mittelwerte der Würfel-Druckfestigkeit $\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	107	182	192	210	227	260	261	265	278	293	300	390
2.	„ „ Uebertragungszahlen $\xi$	1,47	1,32	1,34	1,33	1,20	1,26	1,42	1,26	1,25	1,14	1,28	1,05
3.	Mittel aus 1 . . . . . $\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>		173				253				315		
4.	„ aus 2 . . . . . $\xi$		1,365				1,285				1,18		
5.	Mittelwerte der Biegedruckfestigkeit $\sigma_{bd}$		236				325				372		





veränderlich wie seine Festigkeiten, sie erfordern daher bei Ermittlung der Uebertragungszahl unbedingte Berücksichtigung bei jedem einzelnen Balken. Die Vernachlässigung der Betonzugzone und die Voraussetzung des Hook'schen Gesetzes haben auch Fehler zur Folge, die verschiedenen elastischen Eigenschaften der einzelnen Balken beeinflussen dieselben jedoch nur mittelbar. Der begangene Fehler aus der zweiten Ursache dürfte ziemlich konstant sein, die erste Ursache — Vernachlässigung der Betonzugzone — würde bedeutende Fehler ergeben, wenn nicht Bruchlasten in Frage kämen, sondern Spannungsziffern innerhalb der Reißbelastung. Da beim Eintreten des Bruches die Zugzone infolge der Zugrisse nicht mehr mitwirkt, so ist für diese Betrachtung eine Rücksichtnahme auf die Mitwirkung der Zugzone eigentlich nicht nötig. Wenn in dieser Abhandlung trotzdem auch Zugspannungen in Betracht gezogen werden, so geschah das lediglich, um die Berechnung der Biegeelastizität des Betons bei den verschiedenen Lasten bis zur Bruchlast einwandfrei durchführen zu können.

Die Rücksichtnahme auf das elastische Verhalten des Betons ist ferner aus formellen Gründen notwendig, weil die rechnermäßige Biegungs-Druckfestigkeit verschieden groß ausfällt, je nach den Vorschriften, die ihrer Berechnung zugrunde gelegt werden. Die einzelnen Vorschriften setzen den Zahlenwert von „ $n$ “ zwischen 8 und 20 fest. Betrachtet man die Tabelle II, so sieht man, daß die Mittelwerte der Uebertragungszahlen, die bei den Winter-Versuchen festgestellten Unregelmäßigkeiten nicht mehr aufweisen und daß dem festeren Beton eine geringere Uebertragungszahl entspricht. Der festere Beton hat aber auch einen höheren Elastizitätsmodul, wie durch viele Versuche, insbesondere die von Schüle<sup>4)</sup> nachgewiesen wurde, und so-

<sup>4)</sup> Siehe auch später Tabelle VII.

<sup>5)</sup> Siehe Potenzgesetze sowie die spätere Tabelle VII.

### Vermischtes.

**Fugen und Gelenke im Eisenbetonbau.** Mit der wichtigen, vielfach noch zu wenig beachteten Frage der Herstellung von Fugen und Gelenken im Eisenbetonbau beschäftigt sich eine auch als Sonderdruck\* erschienene interessante Veröffentlichung von Prof. Dr.-Ing. Säliger, Wien, in Heft 2—6, Jahrg. 1917 der „Zeitschrift für Betonbau“. Zunächst werden die Längen-Änderungen und die nicht unerheblichen Eigenspannungen des Eisenbetons untersucht, die aus dem Schwinden des Betons entstehen und durch Erhöhung der Zugspannung des Betons in der Zugzone die Gefahr der Reißbildung vergrößern. Herstellung eines bei der Erhärtung möglichst wenig schwindenden Zementes ist daher eine wichtige Forderung, der sich der Verfasser anschließt. In statisch unbestimmten Tragwerken kommen zu den Eigenspannungen aus Schwinden noch Systembeanspruchungen aus Schwinden und Wärmeänderungen, sowie Auflager-Bewegungen hinzu. Infolge der dem Eisenbeton eigenen Einheitlichkeit der Bauart ist aber die überwiegende Zahl aller Eisenbetonträger eigentlich statisch unbestimmt, wenn das auch vielfach nicht rechnerisch berücksichtigt wird und z. T. auch nicht rechnerisch verfolgt werden kann, weil bei der Unsicherheit der Annahmen die Durchführung der feineren Berechnung keinen praktischen Wert haben kann. Die Kraftwirkungen können aber so groß werden, daß Ueberanstrengungen und Reißbildungen die notwendige Folgen sind, die zu einer Gefahr werden können. Aus diesen Gründen sind der Einheitlichkeit der Bauwerke gewisse Grenzen zu setzen, ihre wagrechten Ausdehnungen und der statische Unbestimmtheitsgrad zu verringern. Dazu dienen die Dehnfugen und Gelenke.

Erfahrungsgemäß werden mit Rücksicht auf die Längenänderungen alle 20—40 m Dehnfugen eingelegt, die ungehinderte Bewegung und eine völlige Trennung aller benachbarten Bauteile gestatten. Sie können in die Säulen gelegt werden, die dann als Doppelsäulen ausgebildet werden; oder es werden die Balken z. T. auf Konsolen beweglich aufgelagert; oder es werden durch eingehängte Träger in einem Felde Doppelfugen gebildet; oder es wird schließlich der Balken eines Feldes einfach in der Mitte durchschnitten, sodaß Kragbalken entstehen. Die Vor- und Nachteile der verschiedenen Anordnungen werden kurz erörtert. Besonders vorteilhaft zur Aufhebung der Wirkung von Wärme, Schwinden und Bodenbewegung sind ferner Gelenke, die namentlich in Säulen und Bogen-trägern, seltener in Balkenträgern angewendet werden. Während bei Brücken und schwer belasteten Tragwerken die Gelenke oft ähnlich wie im Eisenbau oder in Quadern

mit ein kleineres „ $n$ “. Den Tabellen III und IV entnimmt man nun, daß einem kleineren „ $n$ “ größere Rechnungswerte der Biegungs-Druckfestigkeit entsprechen, dies hat aber wieder eine Vergrößerung der Uebertragungszahl bei festem Beton zur Folge.

Da somit unter Berücksichtigung der Elastizitäts-Verhältnisse festerer Beton größere Uebertragungszahlen aufweist als unter Voraussetzung eines gleichen „ $n$ “ für alle Betongattungen, während analog minderwertigerer Beton niedrigere Uebertragungszahlen besitzen wird, liegt es nahe zu schließen: die Uebertragungszahl sei ein konstanter Wert, sofern die Betonelastizität bei Berechnung der Biegungs-Druckspannung nicht willkürlich und einheitlich angenommen, sondern fallweise mit ihrem wahren Wert berücksichtigt wird, dies umso mehr, als auch bei gleichem „ $n$ “ die Unterschiede nicht allzu groß sind.

Aus Tabelle III ist zu entnehmen, daß der Mittelwert der Uebertragungszahl von 144 Balken 1,277 beträgt bei einer Würfel-Druckfestigkeit von 247 kg/cm<sup>2</sup>. Welcher Elastizitätsmodul derselben entspricht, läßt sich nicht genau angeben, nach Schüle hätte ein derartiger Beton ein  $E_b = 330\,000$  kg/cm<sup>2</sup> bei der zulässigen Inanspruchnahme, nachdem  $F_b$  mit wachsender Beanspruchung abnimmt,<sup>5)</sup> könnte  $F_b$  bei der Bruchbeanspruchung etwa einen Wert von 180000 kg/cm<sup>2</sup> haben für  $\xi$  ergibt sich dann  $\infty^{4/3}$ . Dieser Wert dürfte als Näherungswert für die Praxis genügen, er hat aber zur Voraussetzung, daß man, um aus der ermittelten Biegungs-Druckfestigkeit die Würfel-Festigkeit rechnen zu können, erstere auf Grund des fallweise ermittelten Elastizitätsmoduls errechnet hat. Kennt man  $E_b$ , so ist auch „ $n$ “ bekannt und kann man aus der Tabelle III oder IV jenen Koeffizienten entnehmen oder interpolieren, der, mit der Bruchlast des Kontrollbalkens (Normaltype) multipliziert, den wahrscheinlichsten Wert der Biegungs-Druckspannung ergibt. — (Schluß folgt.)

hergestellt werden, begnügt man sich bei leichten Tragwerken oft mit mehr oder weniger unvollkommenen Gelenken, d. h. starker Unterscheidung des Gelenk-Querschnittes, sodaß er noch zur unmittelbaren Druck-Uebertragung ausreicht, und kreuzweiser Zusammenführung der Eisen im Querschnitt, die seitliche Bewegung verhindern. Verfasser verweist zum Schluß der allgemeinen Betrachtung nochmals eindringlich auf die Notwendigkeit solcher Anordnungen und auf die erforderliche sorgsame und haustoffgerechte Durcharbeitung der Bauentwürfe hin, deren Unterlassung oft schwerere Schäden herbei führen könne als angenäherte und ungenaue Berechnung. „Das Entwerfen muß als künstlerische Arbeit betrachtet werden, die nicht bloß das Erfassen der zahlenmäßigen Werte und peinliches Beobachten der behördlichen Vorschriften, sondern das Eindringen in das Wesen des Stoffes und genaues Verstehen seiner Festigkeits-Eigenschaften und seines elastischen Verhaltens bedeutet“. Das ist eine beherzigenswerte Mahnung.

An einer Reihe von ausgeführten Beispielen, an denen Verfasser mitgewirkt hat, werden dann die zweckmäßigen Anordnungen von Fugen, Gelenken und Pendelsäulen unter Hinweis auf die zugrunde gelegte Rechnungsweise des Systems usw. in ihre Wirkung dargelegt. —

**Weitere Staatszuschüsse zu Versuchen auf dem Gebiet des Eisenbetons** sieht der preuß. Staatshaushalts-Entwurf für 1918 vor, nachdem die durch die Haushalte von 1912—1914 und 1917 bereit gestellten Beiträge Preußens, des Reiches und der beteiligten Fachvereine planmäßig verwendet sind. Es sollten noch eine Reihe ergänzender Versuchsbauten ausgeführt werden, wovon das Reich und Preußen wieder  $\frac{1}{3}$  übernehmen, während  $\frac{2}{3}$  von den Verbänden aufzubringen sind. Von dem Staatszuschuß entfallen 60000 M. auf die Bauverwaltung, 40000 M. auf das Kriegsministerium. Die Beträge verteilen sich auf 4 Jahre, sodaß für 1918 nur 15000 M. zunächst in Betracht kommen, die der Etat fordert. —

**Einige Versuche mit Portlandzement-Traßmörteln und mit Ersatzstoffen für Traß.** In dem gleichnamigen Aufsatz in No. 2 sind S. 13 linke Spalte einige Druckfehler stehen geblieben. In der ersten Tabelle betr. Siebrückstand muß es für das 600-Maschensieb 85% heißen, in der vorletzten Tabelle ist der Traßzusatz durchweg 0,8. —

Inhalt: Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg. — Der Erhärtungsverlauf von Portlandzement und Portlandzement-Mörtel. — Zur Ermittlung der Beziehung zwischen Biegungs- und Würfel-Druckfestigkeit des Betons unter Verwendung von Kontrollbalken. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.  
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.  
Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.

\* Compaß-Verlag in Wien.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

№ 4.

### Zur Ermittlung der Beziehung zwischen Biegungs- und Würfel-Druckfestigkeit des Betons unter Verwendung von Kontrollbalken.

Von Ingenieur Dr. Wilhelm Vieser in Wien. (Schluß.)

Die Ermittlung des Elastizitätsmoduls kann bei Kontrollbalken-Versuchen leicht vorgenommen werden. Es ist bei der Versuchsanordnung nur auf die Möglichkeit der Ermittlung der Durchbiegung Rücksicht zu nehmen; will man bloß die Durchbiegung beim Bruche feststellen, so genügt die Anbringung einer Ablesemarke und die fortlaufende Ablesung der Durchbiegung mit einem Halbmillimeter-Maßstab; bei einiger Uebung gelingt es, die Ablesung noch unmittelbar vor dem Bruch — also für die Bruchlast — vorzunehmen. Will man aber bei baumäßigen Versuchen genauere Ergebnisse erzielen, so genügt es, die Durchbiegung mit einem der gebräuchlichen Biegemesser auf  $\frac{1}{10}$  mm, schätzungsweise  $\frac{1}{20}$  mm, genau zu ermitteln. Der Verfasser konnte auf diese Weise bei minderfestem Beton die Aenderung der Durchbiegung sogar für die Erhöhung der Last um nur einen Ziegel ermitteln. Schwierig ist bei baumäßigen Versuchen die Rißlast zu ermitteln und somit jene Grenze, welche für die Berücksichtigung der Betonzugzone entscheidend ist. Die Berechnung des Elastizitätsmoduls aus der Belastung und Durchbiegung des Kontrollbalkens bietet an und für sich keinerlei Schwierigkeit. Unter der Annahme der gebräuchlichen Versuchsanordnung mit zwei symmetrischen Einzel-

lasten von je  $\frac{P}{2}$  kg im Abstand von 50 cm und einer Stützweite von 2 m erhält man für die Durchbiegung  $f$  folgende Formel:

$$f \text{ cm} = P \text{ kg} \frac{9}{64} \frac{10^6}{E_b J} \dots \dots \dots (1)$$

$P$  Last in kg,  
 $E_b$  Elastizitätsmodul des Betons  $\text{kg/cm}^2$ ,  
 $J$  Trägheitsmoment des Balkens in  $\text{cm}^4$ .

Aus (1) ergibt sich  $E_b = \frac{P}{f} \frac{9000000}{64 J} \dots \dots \dots (2)$

Setzt man  $\frac{9000000}{64 J} = K \dots \dots \dots (3)^6$

so ergibt sich die einfache Beziehung

$$E_b \text{ kg/cm}^2 = K \frac{P \text{ kg}}{f \text{ cm}} \dots \dots \dots (4)$$

Mit Hilfe der Gleichung 4 läßt sich der Biegungs-Elastizitätsmodul rechnen. Der Wert  $K$  ist nun abhängig von  $J$ , das Trägheitsmoment ist aber wieder eine Funktion des Balkenquerschnittes, der Bewehrung und des Nulllinien-Abstandes. Die beiden ersten Werte sind für eine Balken-type gegeben und konstant; der Nulllinienabstand hängt aber wieder ab von  $n$ . Für die erste Berechnung von  $E_b$  nimmt man  $n = 15$  an; man erhält einen Wert  $E'_b$ , hierfür

entnimmt man der Tabelle V a. f. S. den Wert  $K$  oder  $K'$  und ermittelt neuerlich den Wert  $E'_b$ ; erforderlichenfalls wiederholt man diesen Vorgang nochmals. Analog muß auch die Biegungs-Druckspannung berechnet werden.

Hat man auf diese Weise den rechnungsmäßigen Wert des Biegungs-Elastizitätsmoduls ermittelt, so erhält man aus der Tabelle V den Koeffizienten, mit dem man die Bruchlast multiplizieren muß, um die Biegungs-Druckspannung zu erhalten. Die zugehörige Würfel-Druckfestigkeit erhält man hierauf durch Division mit der Uebertragungszahl, deren Wert mit etwa  $\frac{4}{3}$  angenommen werden kann.

Was die Berechnung der Zahlenwerte der Tabellen III und IV in No. 3 und V anbelangt, so wurden diese im Sinne der amtlichen Vorschriften ermittelt, mit dem einzigen Unterschied, daß für  $n$  verschiedene Werte angenommen wurden. Bei Tabelle IV wurde für die Betonzugzone dieselbe Elastizitätszahl angenommen wie für die Druckzone. (Deutsche amtl. Vorschrift.) Es würde keinerlei Schwierigkeit bereiten etwa nach den österreich. Vorschriften vorzugehen; an dieser Stelle wurde hiervon abgesehen, um nicht wieder eine willkürliche Annahme einzuführen.

Aus Tabelle III in No. 3 kann man entnehmen, daß das Trägheitsmoment der Normaltype des Kontrollbalkens (7 cm Breite, 9 cm Höhe und Bewehrung mit  $2 \Phi 12$  mm) für  $n = 30$  fast doppelt so groß ist als für  $n = 7$ ; bei Berücksichtigung der Zugzone ist die Zunahme geringer, der Wert des Trägheitsmomentes selbst größer.

Tabelle V enthält die Ergebnisse der beiden früheren Tabellen, und zwar für Werte des Elastizitätsmoduls von 60000—300000  $\text{kg/cm}^2$ ; da diese Tabelle vornehmlich zur rechnerischen Ermittlung der Biegungs-Elastizität und der Biegungs-Druckspannung aus der Bruchlast zusammengestellt wurde, wird es genügen, diese Werte für  $E_b$  angenommen zu haben; für geringe Beanspruchungen kann  $E_b$  bei hochwertigem Beton wohl auch 450000  $\text{kg/cm}^2$  erreichen.<sup>7)</sup>

Man kann aus dieser Tabelle entnehmen, daß die Biegungs-Druckspannung des Betons mit zunehmendem  $E_b$  zunimmt, die Eisenzugspannung hingegen abnimmt. Auf diese Weise sind die in dem mehrfach angezogenen Berichte des Ö. I. u. A.-V. angegebenen hohen Werte der Eisenzugspannung, welche die Fließgrenze überschreiten, erklärt; die tatsächlichen Eisenzugspannungen sind zweifel-

<sup>6)</sup> In den Tabellen III und IV in No. 3 ist in der dritteletzten Kolonne der Exponent —<sup>1</sup> natürlich zu  $K$  und  $K'$  gehörig und nicht zu cm.

In Zeile 16 linke Spalte von S. 23 ist ferner für den Bezugsort bei Brünn „Malomeritz“ zu setzen.

<sup>7)</sup> Siehe Tabelle VII.

los geringer als die Rechnungswerte; die Berücksichtigung des Wertes  $E_b$  liefert jedenfalls bessere Ergebnisse.

Die bekannte Tatsache, daß der Elastizitätsmodul für Biegung eine veränderliche Größe ist, ersieht man auch aus Tabelle VI. Diese Tabelle enthält die Ergebnisse der für 6 verschiedene Kontrollbalken ermittelten Elastizitätsmodule. Mit diesen Angaben soll bloß gezeigt werden, daß man selbst auf der Baustelle in der Lage ist, derartige Untersuchungen vorzunehmen. Es fällt nicht in den Rahmen dieses Aufsatzes, eine Kritik der erreichten Festigkeiten vorzunehmen, es soll nur angegeben werden, daß verschiedene Zementmarken und Zuschlagstoffe verwendet und die Balken 1—3 nach 4 Wochen, die Balken 4—6 nach 5 Tagen erprobt wurden. Es wurden möglichst verschiedene Betongattungen gewählt, um möglichst ver-

möglich usw. Die Tabelle VII enthält die Werte  $E_b$  für mittlere Beanspruchungen ( $\sigma$ , etwa 40—50) für Beton mit der angegebenen Druckfestigkeit; für diese selbst ist  $E_b$  viel geringer. Die Tabelle VI enthält aber weder die Würfel- noch die wirkliche Biegezugfestigkeit, sondern deren rechnungsmäßigen Wert für  $n = 15$ ; der Tabellenwert von  $\sigma_b$  müßte also erst entsprechend  $E_b$  mit Hilfe der Tabelle V berechnet und hierauf durch Multiplikation mit der Uebertragungszahl die Würfelzugfestigkeit ermittelt werden. Ferner ist zu berücksichtigen, daß auch der Wert  $E_b$  in der Tabelle VII noch einer Verbesserung bedarf, da auch dieser für  $n = 15$  berechnet wurde, der Wert von  $K$  mit wachsendem  $E$  aber zunimmt. Für Balken 1 erhält man bei einer Würfelzugfestigkeit von etwa 250 kg/cm<sup>2</sup> einen Biege-

Tabelle V. Werte der  $K$  und der Spannungen für beide Arten der Spannungsverteilung.

$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>	Betonzugzone vernachlässigt:				Betonzugzone berücksichtigt:					Verhältnis $\frac{K}{K'}$
	$K_n^{-1}$ cm	$\frac{K_n}{K_{15}}$	$\sigma_b : P$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_e : P$ kg/cm <sup>2</sup>	$K_n^{-1}$ cm	$\frac{K_n}{K_{15}}$	$\sigma_b : P$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{bz} : P$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_e : P$ kg/cm <sup>2</sup>	
300 000	351	1,480	0,390	2,520	243	1,200	0,336	0,245	1,262	0,692
280 000	337	1,422	0,382	2,528	238,8	1,178	0,333	0,238	1,324	0,709
260 000	323	1,362	0,375	2,536	234,6	1,157	0,331	0,231	1,388	0,726
240 000	309	1,305	0,368	2,548	230,3	1,137	0,328	0,224	1,454	0,746
220 000	295	1,245	0,361	2,564	226,1	1,116	0,325	0,217	1,522	0,766
200 000	280,5	1,183	0,353	2,580	220	1,086	0,322	0,210	1,592	0,785
180 000	266	1,122	0,345	2,560	214	1,057	0,318	0,199	1,670	0,806
160 000	251,5	1,060	0,337	2,624	208	1,028	0,313	0,188	1,750	0,828
140 000	237	1,000	0,328	2,652	202,5	1,000	0,309	0,176	1,836	0,853
120 000	222	0,937	0,319	2,680	194,2	0,958	0,301	0,163	1,936	0,875
100 000	206	0,870	0,310	2,715	186	0,918	0,295	0,148	2,060	0,902
80 000	190	0,802	0,301	2,750	175,5	0,866	0,290	0,131	2,190	0,924
60 000	174	0,734	0,290	2,808	165	0,814	0,284	0,113	2,380	0,948

Tabelle VI. Aus Kontrollbalken-Versuchen rechnerisch ermittelte Biegezug-Elastizitätsmodule des Betons für  $n = 15$ .

Kontrollbalken 1		2		3		4		5		6	
Druck-Spannung im Beton	Biegezug-Elastizitätsmodul	Druck-Spannung im Beton	Biegezug-Elastizitätsmodul	Druck-Spannung im Beton	Biegezug-Elastizitätsmodul	Druck-Spannung im Beton	Biegezug-Elastizitätsmodul	Druck-Spannung im Beton	Biegezug-Elastizitätsmodul	Druck-Spannung im Beton	Biegezug-Elastizitätsmodul
$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>
45	?	45	?	45	?	45	?	45	?	45	?
90	330 000	90	226 000	70	140 000	75	193 000	60	216 000	70	120 000
120	292 000	150	204 000	100	128 000	100	179 000	90	184 000	110	110 000
150	281 000	180	165 000	120	117 000	130	140 000	150	131 000	125	90 000
180	258 000	210	146 000	200	95 000						
210	243 000	270	132 000								
240	230 000										
300	214 000										
Durchbiegung beim Bruch		Durchbiegung beim Bruch		Durchbiegung beim Bruch		Durchbiegung beim Bruch		Durchbiegung beim Bruch		Durchbiegung beim Bruch	
11,0 mm		15,0 mm		14,0 mm		6,5 mm		10,5 mm		10,5 mm	

Tabelle VIII. Werte für den Elastizitätsmodul.

$\sigma_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\epsilon = (1/E_o) \sigma^{1,15}$ für $E_o$				$\epsilon = (1/E_o) \sigma^{1,25}$ für $E_o$				$\epsilon = (1/E_o) \sigma^{1,40}$ für $E_o$			
	600 000	400 000	300 000	200 000	1 000 000	800 000	600 000	400 000	2 500 000	2 000 000	1 500 000	1 000 000
50	333 600	222 400	166 800	111 200	376 000	300 800	225 600	150 400	525 000	420 000	315 000	210 000
100	300 600	200 400	150 400	100 200	316 000	252 800	189 600	126 400	396 200	317 000	237 800	158 500
150	282 600	188 400	141 300	94 200	286 000	228 800	171 600	114 400	337 000	269 600	202 000	134 800
200	270 600	180 400	135 300	90 200	266 000	212 800	159 600	106 400	300 500	240 400	180 400	120 200
250	261 900	174 600	130 950	87 300	252 000	201 600	151 200	100 800	273 800	219 000	164 200	109 500
300	255 000	170 000	127 500	85 000	240 500	192 400	144 300	96 200	254 500	203 600	152 700	101 800
350	249 000	166 000	124 500	83 000	230 000	184 000	138 000	92 000	240 000	192 000	144 000	96 000
400	243 900	162 600	121 950	81 300	224 000	179 200	134 400	89 600	228 000	182 400	136 800	91 200
450	241 700	159 800	120 850	79 900	217 000	173 600	130 200	86 800	216 200	173 400	130 000	86 700
500	236 400	157 600	118 200	78 800	211 000	168 800	126 600	84 400	208 000	166 400	124 600	83 200

Tabelle VII.

Druckelastizitätsmodul für die zulässige Druckbeanspruchung nach Schüle bei einer Bruchfestigkeit des Betons:	
$\sigma$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_b$ kg/cm <sup>2</sup>
100	160 000
200	295 000
300	370 000
400	415 000
500	450 000

schiedene Elastizitätszahlen zu erhalten. Mögen diese primitiven Einzelversuche die Anregung zu systematischen großen Versuchen geben und zur Klärung dieser Fragen beitragen.

In Tabelle VII wurden die Ergebnisse einschlägiger Untersuchungen von Schüle wiedergegeben. Nach Schüle ist der Biegezug-Elastizitätsmodul bei niedriger Belastung größer, bei wachsender Zugspannung jedoch kleiner als

der für Druck; annähernd können beide Elastizitätsmodule einander gleich gesetzt werden. Ein unmittelbarer Vergleich der durch die Versuche (Tabelle VI) ermittelten Werte  $E_b$  mit denen der Tabelle VII ist aus mehreren Gründen nicht

Elastizitätsmodul von etwa 240 000 kg/cm<sup>2</sup>. Nach den Angaben Schüles würde man je nach dem Abnahmegesetz von  $E_b$  bei wachsender Spannung 260 000 bis 230 000 kg/cm<sup>2</sup> erhalten. Da es sich in dieser Abhandlung nur darum handelte, den Gedankengang zu geben, die Versuche nur ziemlich unvollkommen durchgeführt wurden, außerdem Parallelversuche mit Würfeln fehlten, wurde von einer Umrechnung sowohl der Werte  $\sigma_b$  als auch der Werte  $E_b$  der Tabelle VII abgesehen und nur die nicht korrigierten Werte derselben für die Annahme  $n = 15$  eingetragen.

Wie aus der Tabelle V ersichtlich, nimmt der Wert  $K$  rasch zu mit wachsendem  $E_b$ ; der mit  $n = 15$  errechnete Wert  $E_b = 210 000$  z. B. wäre noch mit 1,214 zu multiplizieren, der Wert  $E_b = 300 000$  mit 1,48 usw. Auf Grund dieser wenigen Versuche Schlüsse über die Beziehung zwischen Spannung und Elastizitätsmodul zu machen, wäre



wohl nicht am Platze; es scheint jedoch, daß die Abnahme von  $E_b$  größer ist als die nach dem Potenzgesetz  $\epsilon = \frac{1}{E_0} \sigma^{1,15}$  sich ergebende. In Tabelle VIII wurden daher

rischen Ermittlung der Biegungs-Druckspannung und hierdurch zusammen mit Würfel-Druckversuchen die sogenannte Uebertragungszahl. Diese besitzt einen konstanten Wert und zwar etwa den Wert  $\frac{4}{3}$  sobald die Biegungs-Druckspannung auf Grund des Elastizitätsmoduls, der bei

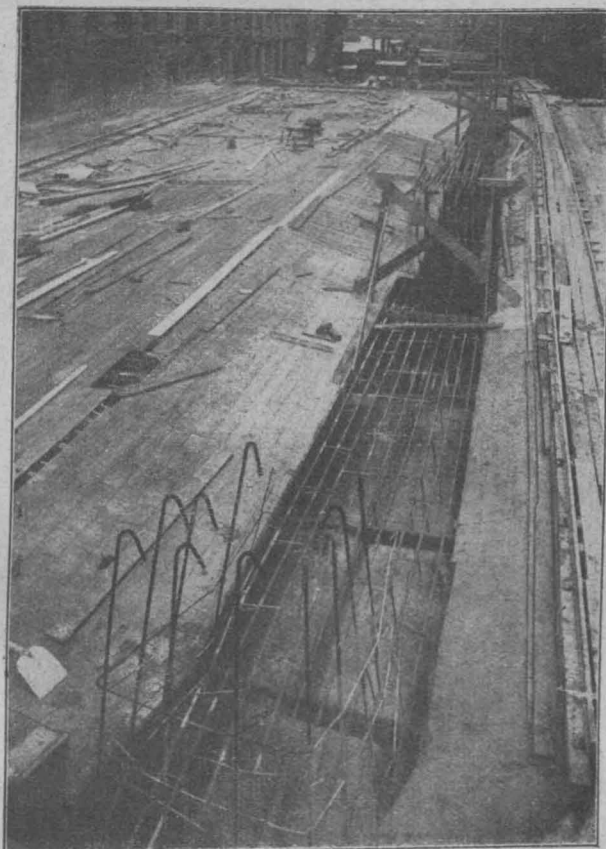
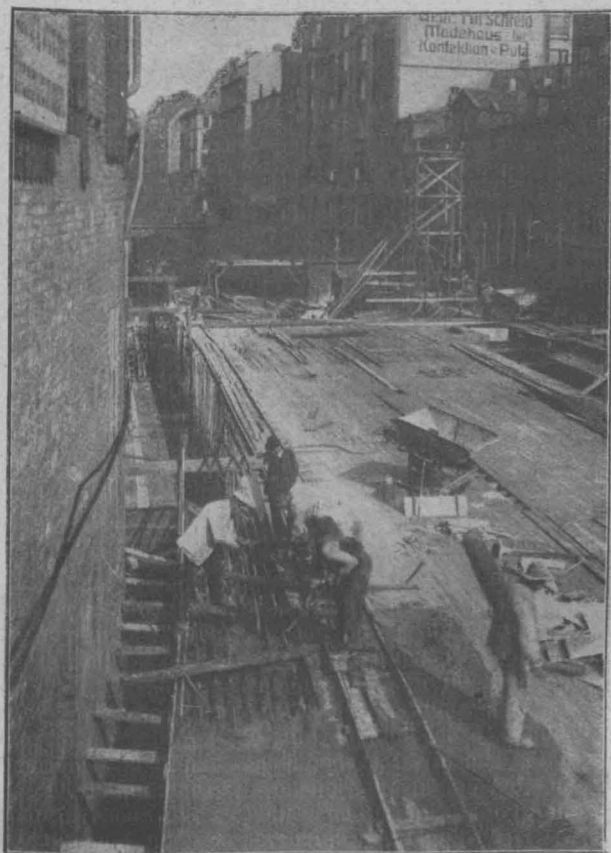


Abbildung 9 und 10. Einbetonierung der Eisen in den Balken über Ufer- und Mittelpfeiler.

zu Vergleichszwecken auch die Gleichungen für  $\epsilon =$

$$\frac{1}{E_0} \cdot \sigma^{1,25} \text{ und } \frac{1}{E_0} \cdot \sigma^{1,40}$$

$$\epsilon = \frac{1}{E_0} \sigma^{1,40}$$

aufgenommen; die Werte für  $E_b$  nach der Gleichung  $\epsilon = E_b \cdot \sigma$  wurden durch Gleichsetzung von  $\epsilon$  der verschiedenen Formeln für den Bereich  $\sigma = 50$  bis  $500 \text{ kg/cm}^2$  berechnet. Inwiefern obige Folgerung zutreffend ist, kann nur durch zahlreiche, sorgfältige Versuche erhoben werden; das Potenzgesetz ist jedenfalls abhängig von der Betonbeschaffenheit. — In vorstehender Abhandlung wurde gezeigt, wie die Kontrollbalkenproben durch Bieugungsmessungen, die auch an der Baustelle einfach durchführbar sind, vervollkommen und wie im Wege dieser Bieugungsmessungen der Bieugungs-Elastizitätsmodul des Betons und dessen Beziehung zur Bieugungsspannung ermittelt werden können. Auf diesem Wege gewinnt man die Unterlagen zur richtigen rechnungs-



Abbildung 8. Uebersicht der Baustelle. Rammarbeit am Mittelpfeiler. Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg. (Text folgt.)

bei der Versuchs-Durchführung ermittelt ist, berechnet wurde und nicht mit der Annahme  $E_b = 140000$ . Die Richtigkeit des Wertes der Uebertragungsziffer müßte noch durch Versuche überprüft werden.

Der Nachweis, daß die Kontroll-Balken zur Ermittlung der Würfel-Druckfestigkeit vollkommen geeignet sind, weil die Uebertragungszahl eine konstante Größe ist, sofern die Bieugungs-Druckspannungen richtig — nicht willkürlich — errechnet wurden, wird zur weiteren Verbreitung dieser einfachen Prüfungsmethode beitragen und die Wertschätzung dieser wertvollen Güteprobe erhöhen.

Schließlich sei die Aufmerksamkeit noch auf einen Umstand gelenkt, der bei Kontrollbalken-Versuchen bisher wenig gewürdigt wurde und zwar auf die Ermittlung des Balkengewichtes. Aus dem Balkengewicht lassen sich bereits

den, wird zur weiteren Verbreitung dieser einfachen Prüfungsmethode beitragen und die Wertschätzung dieser wertvollen Güteprobe erhöhen.

Schlüsse auf die Güte des Betons ziehen. Hohes Eigengewicht verbürgt unter sonst gleichen Umständen hohe Festigkeit; dasselbe ist auf günstiges Kornverhältnis der Zuschlagstoffe, also geringe Hohlräume, auf gute Stampfung, auf geringen Wasserzusatz oder auf fette Mischung zurückzuführen; alle diese Umstände haben aber eine Erhöhung der Festigkeit zur Folge; das Gegenteil ist bei geringem Eigengewicht der Fall. Dieser Rückschluß ist bei Zuschlagstoffen verschiedenen spez. Gewichtes natürlich unzulässig. Die Kenntnis des Eigengewichtes ermöglicht schließlich die Berechnung des Raumgewichtes des Betons und seiner Hohlräume, ja sogar unter günstigen Bedingungen des Mischungsverhältnisses.

Zur Erläuterung seien folgende eigene Versuchsergebnisse angeführt:

Balken 1. Mischung: 100 kg Zement für 1 m<sup>3</sup> Beton; Eigengewicht 39,60 kg; Bruchfestigkeit nach 5 Tagen  $\sigma_b = 47 \text{ kg/cm}^2$ .

### Vermischtes.

**Neuerungen im Bau von Eisenbetonschiffen.** Infolge des großen Mangels an Stahl und Eisen für Schiffbauzwecke hat der Eisenbeton-Schiffbau in letzter Zeit mehr Verwendung gefunden, und es darf, da die Verhältnisse auch nach dem Kriege sich nur sehr allmählich ändern werden, während anderseits große Nachfrage nach Schiffsraum vorhanden sein wird, erwartet werden, daß der Eisenbeton-Schiffbau auch dann mit dem Eisenbau wettbewerbsfähig bleiben



80-t-Schute aus Eisenbeton.



Frachtschiff aus Eisenbeton, von 75 t Tragfähigkeit mit 30 PS. Daimler Motor.

Ausführungen nach der Rüdiger'schen Bauweise.

wird. Daß der Eisenbeton in technischer Beziehung sich in hohem Maße für den Schiffbau eignet, haben bereits zahlreiche Ausführungen erwiesen. Die Vorzüge des Eisenbetons nach dieser Richtung sind an dieser Stelle bereits wiederholt erörtert worden.

Wenn sich der Eisenbeton-Schiffbau unter normalen Verhältnissen bisher nicht in gleicher Weise hat entwickeln können, wie seine Anwendung im Hoch- und Tiefbau, so liegt der Grund hierfür zum nicht geringen Teil in der bisher nicht überwundenen Schwierigkeit, das Eigengewicht der Eisenbetonschiffe in niedrigen Grenzen zu halten. Ein gewöhnliches Eisenbetonschiff hat nahezu das doppelte Gewicht eines Stahl- oder Eisenschiffes; bei gleicher Größe vermag es also nur weniger zu tragen, es wird unwirtschaftlicher im Betrieb. Das Bestreben aller Konstrukteure muß daher bei voller Aufrechterhaltung der Sicherheit darauf hinauslaufen, das Gewicht herabzudrücken.

Dieses Ziel sucht Ing. Rüdiger in Hamburg durch die Anwendung eines besonderen Betons zu erreichen, dessen Gewicht nur die Hälfte desjenigen gewöhnlichen Kiesbetons betragen soll, ohne doch an Festigkeit einzubüßen. Dieser Beton soll sich aus 4 verschiedenen Stoffen zusammensetzen und ein spez. Gewicht von 1,05 bis 1,25 besitzen. Er soll zäher und elastischer sein als Kiesbeton und Druckfestigkeitsversuche mit 30 cm-Würfeln

Balken 2. Mischung: 200 kg Zement; Eigengewicht 40,60 kg;  $\sigma_b = 87 \text{ kg/cm}^2$ .

Balken 3. Mischung: 300 kg Zement; Eigengewicht 41,50 kg;  $\sigma_b = 125 \text{ kg/cm}^2$ .

Balken 4. Mischung: 400 kg Zement; Eigengewicht 39,70 kg;  $\sigma_b = 105 \text{ kg/cm}^2$ .

Für Balken 4 wäre ein Eigengewicht von 42,30 kg angemessen gewesen und ein  $\sigma_b = 160 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Balken 1 bis 3 zeigen eine schöne Gesetzmäßigkeit.

Die Kontrollbalken gestatten es, eine Reihe von wichtigen Güteziffern des Betons in einfacher und anschaulicher Weise zu ermitteln und bilden ein wertvolles Hilfsmittel zur Erforschung einer unserer wichtigsten Baustoffe und damit zur fortschreitenden Entwicklung der Betonbauweise. —

sollen 180—260 kg/qcm Festigkeit ergeben haben. Es lassen sich mit diesem Beton nach den uns gemachten Angaben Schiffe herstellen, die das gleiche Gewicht besitzen wie Stahlschiffe, an Eisen aber bei einer doppelten, kreuzweisen Bewehrung der Wände nur 15—20% des Bedarfes von Eisenschiffen erfordern. Der Beton soll auch ohne besondere Putzschiicht bei nur 2 cm Stärke der Wandungen der Schwimmkörper durchaus wasserdicht und auch wasserabweisend sein, sodaß Seewasser und Säuren keinen angreifenden Einfluß auf das Innere ausüben können. Es lassen sich daher auch Tankschiffe auf diese Weise herstellen.

Die durch Patent und Gebrauchsmuster geschützte Rüdiger'sche Bauweise sucht durch eine besondere Anordnung der Eiseneinlagen einen Schiffskörper von großer Elastizität zu erreichen und ordnet auf Grund von Erfahrungen im Schiffbau ein kombiniertes System von Längs- und Querspannen an. Die statische Berechnung sucht den wirklichen Beanspruchungen möglichst nahe zu kommen, indem nicht nur der Wasserdruck, sondern auch ungleichmäßige Belastungen durch die Ladung, Wellenbewegungen, Aufstoßen auf Grund und sonstige Stöße in Rechnung gezogen werden, wobei noch immer eine 4—6-fache Sicherheit im Schiffskörper vorhanden sein muß.

Die Anschaffungskosten dieser Eisenbetonschiffe sollen nur 60—80% derjenigen eiserner Schiffe betragen (doch wohl nur für die augenblicklichen Verhältnisse? Die Red.).

Ingenieur Rüdiger hat vor dem Kriege bereits mehrfach Schiffe nach seiner Bauweise von 80—100 t Tragfähigkeit hergestellt. Jetzt ist sein Unternehmen in eine Eisenbeton-Schiffbau-Gesellschaft m. b. H. umgewandelt mit einem auf 300 000 M. erhöhten Anlagekapital. Sie hat bisher u. A. ein Motorschiff und einen seetüchtigen Leichter für die kaiserl. Werft gebaut. Mit den Firmen Schlick-Nicholson und Ganz-Danubius gründete die Gesellschaft außerdem eine „Deutsch-Ungarische Eisenbeton-Schiffbau A.-G.“ mit 2 Mill. K. Stammkapital und mit dem Zweck, den sofortigen Bau von Eisenbeton-Donau-Schleppschiffen aufzunehmen.

Bezüglich der Ausbesserung solcher Schiffe ist bekannt, daß diese sich schnell, einfach und billig bewerkstelligen läßt. Falls es im Augenblick an dem besonderen Leichtbeton fehlt, so kann die Ausbesserung auch zunächst mit Kiesbeton erfolgen. Ist es später möglich, das Schiff auf den Helling zu legen, so kann die Stelle wieder aufgehauen und durch leichtes Material endgültig ausgebessert werden.

Im übrigen beanspruchen die Eisenbetonschiffe nach der Rüdiger'schen Bauweise alle die Vorzüge für sich, die den Eisenbetonschiffen im Allgemeinen und unter den heutigen besonderen Verhältnissen in erhöhtem Maße nach technischer und wirtschaftlicher Richtung zukommen.

Unsere beiden Abbildungen zeigen die äußere Erscheinung eines nach diesen Grundsätzen erbauten Motorfrachtschiffes von 75 t und einer Schute von 80 t Tragfähigkeit. —

**Die 41. ordentliche Generalversammlung des Vereins Deutscher Portland-Cement-Fabrikanten E. V.** findet in Berlin im Gr. Saal des Vereinshauses des Vereins Deutsch. Ing., Sommerstraße 4a am Mittwoch, den 27. Februar, vormittags 10 Uhr statt. Zur Teilnahme sind nur Mitglieder zugelassen. Die Tagesordnung, die wir im Anzeigenteil von Nr. 13 bereits mitgeteilt haben, sieht neben Erstattung des Jahresberichtes die üblichen Kommissionsberichte, Mitteilungen über die Tätigkeit der Zementzentrale, über die deutschen Normen für Hochofenzement und geschäftliche Angelegenheiten vor. —

Inhalt: Zur Ermittlung der Beziehung zwischen Biegungs- und Würfel-Druckfestigkeit des Betons unter Verwendung von Kontrollbalken. (Schluß). — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



\*\*\*\*\*  
 UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
 CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

NO 5.

Von Baurat Unger-Nyborg in Hamburg. (Fortsetzung aus No. 3.) Hierzu die Abbildungen in No. 4.

verteilung hier eine ganz andere ist als bei den landfesten Teilen des Bauwerkes, wurde das Verbindungsgebäude mit seinem Grundbau von diesen völlig getrennt gehalten und hierdurch gleichzeitig an beiden Seiten Ausdehnungsfugen für die Eisenbetonkonstruktionen ermöglicht. Um Ribildungen im Aufbau vorzubeugen, ist der Grundbau so gestaltet, daß gegebenenfalls nur ein gleichmäßiges „Setzen“ des gesamten Verbindungsbaues zu erwarten ist, die Pfeiler also so geformt, daß ihre tragenden Pfähle, soweit erreichbar, gleiche Belastung erhielten. Deshalb sind die Widerlager in Pfeiler aufgelöst und die Tragpfähle nur unter den Flügelbauten gerammt, während die Meldehalle von den zwischen die Pfeiler gespannten Unterzügen getragen wird. Die Wahrnehmung der Schifffahrtsinteressen und die vorhandenen Schrägpfähle der benachbarten Vorsetzen und Brückenpfeiler ermöglichten allerdings nicht überall eine solche Gruppierung der Pfähle unter den einzelnen Pfeilern, daß die Mittelkraft aller widerstehenden Kräfte mit derjenigen der Auflagerkräfte und des Eigengewichtes der Pfeiler zusammenfiel; aber die sich hieraus, sowie aus der wechselnden Nutzbelastung ergebenden kleinen Biegemomente sind durch die Festigkeit der die Pfähle verbindenden Eisenbetonröste und das darüber liegende Pfeiler-Mauerwerk aufgenommen und als völlig ausgeglichen anzusehen. Es sind insgesamt 210 Eisenbetonpfähle mit Spiral-Bewehrung, vergl. Abbildung 12 a. f. S., von 40 cm Kantenbreite und 7 bis 8 m Länge verwendet, die so tief ingerammt sind, daß der Rammwiderstand nach der Formel von Stern einer fünffachen Sicherheit entspricht gegenüber der zu erwartenden Belastung von 36—40 t.

Die Zwischenräume zwischen den meist sehr eng gerammten Pfählen des Mittelpfeilers sind bis zu einer Tiefe von 0,50 m unter der Fletsohle mit Füllbeton 1:10 ausgefüllt. Oberhalb der 0,80 m hohen Eisenbetonroste (Gußbeton 1:4) sind die Pfeiler aus Stampfbeton 1:6

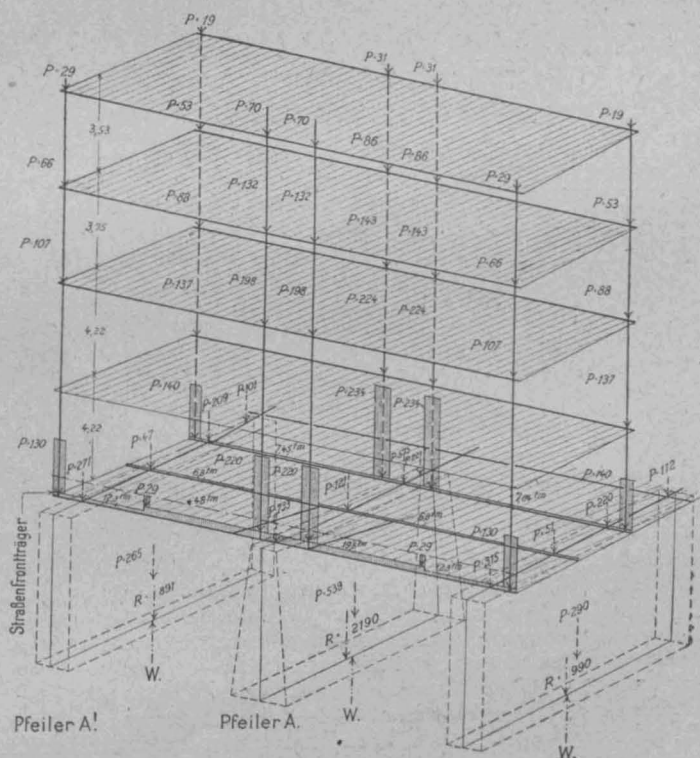


Abbildung 11. Belastungsschema für den vorderen Bauteil.  
(Alle Lasten in Tonnen.)

hergestellt und an allen den Stellen mit Eiseneinlagen verstärkt, wo sie durch schwere Einzellasten beansprucht werden, wie beispielsweise an den Trägereauflagern und am Vorkopf des Pfeilers unter der Straßenfront. Ueberall, wo aus architektonischen Gründen nicht Werksteinverkleidung vorgesehen war, erhielten die Pfeiler eine 10 cm und die Unterfläche des Tragwerkes eine 7,5 cm starke, glatte Schutzschicht aus festem Kunstgranit, um die Oberfläche gegen Beschädigung

Platte nur geringe Nutzlast zu tragen hat, da der Raum zwischen den Platten lediglich zur Unterbringung von Heizleitungen und ähnlichem gebraucht wird. Die untere Platte kann aber unter Umständen dem Auftrieb festgeratener Schuten ausgesetzt werden und hat daher doppelte Bewehrung erhalten. Beide Platten wirken außerdem als Druckgurte für die Träger und zwar ist hierfür in Uebereinstimmung mit den „Deutschen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus

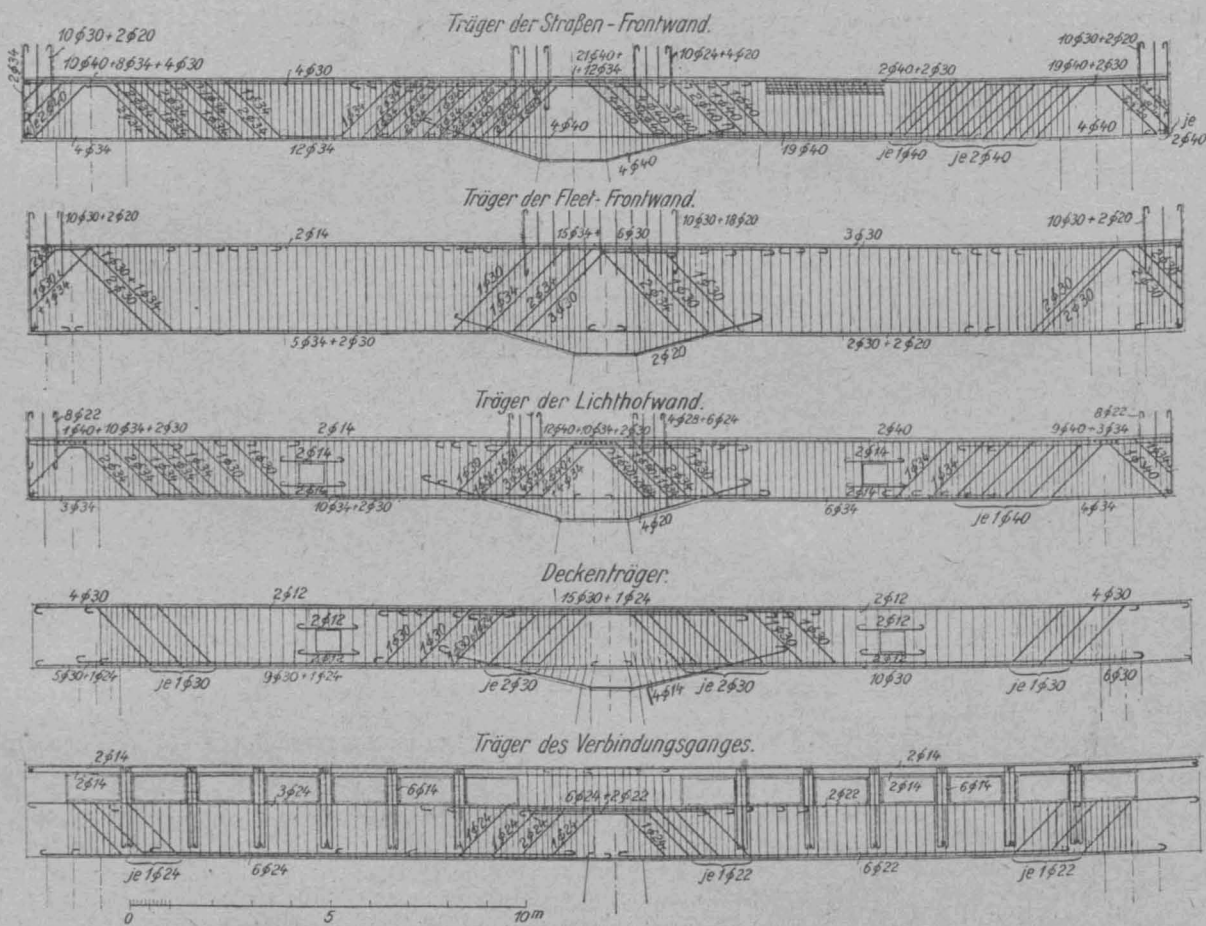


Abbildung 16.] Bewehrung der verschiedenen Träger der Front- und Zwischenwände, sowie der Decke.

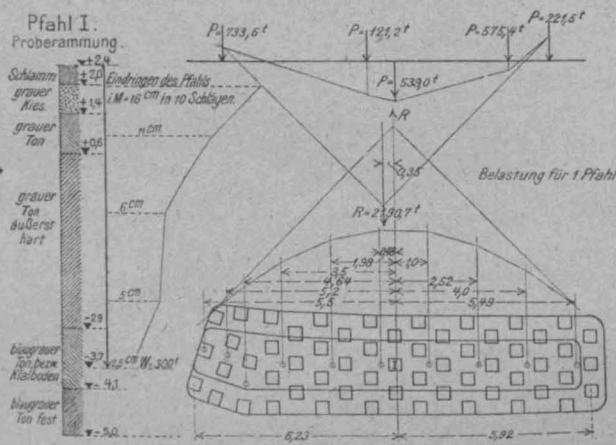
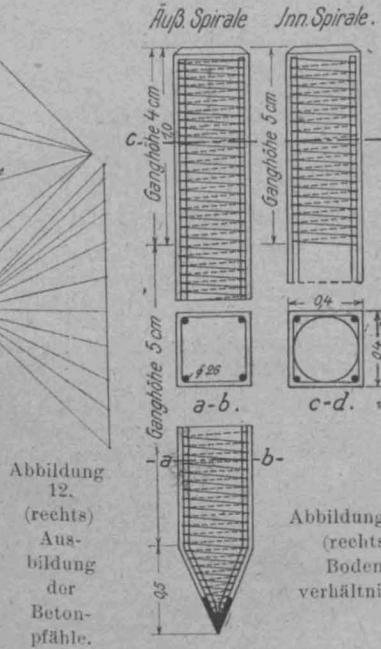


Abbildung 13. Lastverteilung auf den oberen Kopf des Mittelpfeilers. Ergebnis einer Proberammung.

durch Bootshaken und durch Reibung der Fahrzeuge möglichst widerstandsfähig zu machen. (Vergl. Abb. 15.) Auf den Pfeilern nebst den verbindenden Unterzügen ruht das ein Ganzes bildende Eisenbetontragwerk, von dem Abbildung 15a—e Grundriß und einige Schnitte zur Darstellung bringt. Es besteht aus 10 Trägern von 1,54 m Höhe in etwa 4—4,5 m Abstand von einander, zwischen denen oben und unten bewehrte Platten von 15—16 cm Stärke gespannt sind. Die obere Platte ist als Träger auf 8 Stützen für eine Belastung von 560 kg für 1 qm berechnet, während die untere



Eisenbeton von 1915 eine Breite von 2,40 m in Anrechnung gebracht. Die Träger sind als Balken auf 3 Stützen mit überkragenden Enden berechnet und so bewehrt, daß die Beanspruchung des Eisens in der Regel nicht 1000 kg/qcm, des Betons über der Mittelstütze



Abbildung 14. (rechts) Bodenverhältnisse.



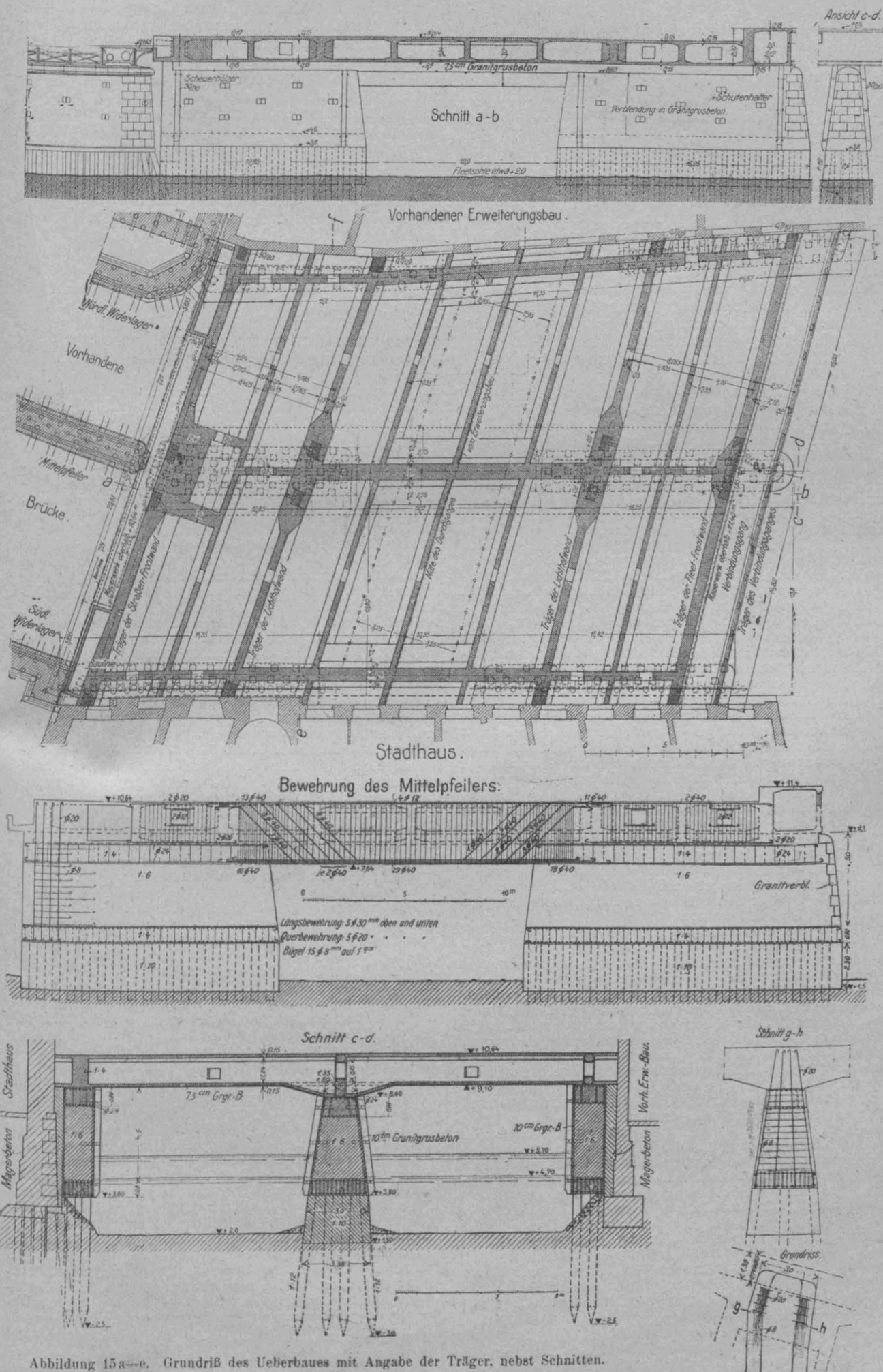


Abbildung 15a—e. Grundriß des Ueberbaues mit Angabe der Träger, nebst Schnitten.

nicht 36 kg/qcm, in der Feldmitte nicht 26 kg/qcm übersteigt und zwar ist letztere Beanspruchung mit Rücksicht auf kleine Stützensenkungen niedrig gehalten.

Die verhältnismäßig gering belasteten Deckenträger zwischen den Frontwänden und unter der Meldehalle ließen sich in normaler Weise ausbilden und bieten nichts Bemerkenswertes. Auch die Ausbildung derjenigen Frontwandträger, die sich symmetrisch gestalten ließen, boten keine besonderen Schwierigkeiten. Durch ihre schwere und ungünstige Belastung, die beispielsweise unter der Lichthoffwand aus einer gleichmäßigen Last von etwa 7500 kg für das m und Einzelasten bis zu 234 000 kg bestand, war allerdings eine recht starke Bewehrung bedingt (zwischen 0,75 und 1,3 % wechselnd) und, um die unter den Einzellasten auftretenden Querkkräfte aufzunehmen, mußten die Trägerstege stellenweise verbreitert werden. Die Schubkräfte sind im übrigen durch aufgebogene Zugeisen und durch Bügel vollkommen aufgenommen, wobei die Bügelquerschnitte in Anrechnung gebracht sind.

In Abbildung 15 ist die Bewehrung der verschie-

denen Träger dargestellt. Bei dem Fletfrontträger und den Trägern des Verbindungsganges dort, gestattete die verfügbare Konstruktionshöhe normale Ausbildung, bei den Unterzügen ist die obere Platte in einer Breite von 4 m als Druckplatte ausgenutzt und auf 25 cm verstärkt. Größere Schwierigkeiten waren bei der Ausbildung des Randträgers unter der Straßenfront zu überwinden, der nicht symmetrisch gestaltet werden konnte und besonders schwer belastet ist, da er, wie bereits erwähnt, die Lasten zweier Geschosse unmittelbar aufnehmen muß. Eine Anordnung, durch welche die schweren Einzellasten in der Mitte in der Pfeilerachse oder symmetrisch dazu zu wirken kamen, ließ sich aus architektonischen Gründen nicht erzielen. Außerdem ist der Träger den außerhalb der Biegeebene wirkenden Lasten der beiden Erker und des Anschlußträgers an der Stadthausbrücke ausgesetzt. Es wirken auf den Träger gleichmäßig verteilte Lasten von etwa 20 000 kg für 1 m und außerdem Einzellasten bis zu 217 000 kg, eine für einen Träger von 1,54 m Höhe und 13,55 m Spannweite gewaltige Belastung. — (Schluß folgt.)

### Vermischtes.

**Zerstörung von Beton durch Gaswasser.** Zu dem in No. 22 der „Chemiker Zeitung“, Jahrg. 1917, unter obiger Ueberschrift erschienenen Aufsatz erhalten wir vom „Deutschen Beton-Verein“ die folgende Zuschrift:

Die s. Zt. in der Chemiker-Zeitung erschienene Mitteilung über Zerstörung von Beton durch Gaswasser könnte den unbefangenen Leser auf den Gedanken bringen, daß Gaswasser an sich schädlich auf Beton wirkt und daß solche aus Beton hergestellte Behälter nicht zu empfehlen sind. Die Erfahrung beweist im Gegenteil, daß sie sich sehr gut bewährt haben, denn es gibt deren eine große Reihe, die schon in den 80er Jahren v. Jahrh. gebaut wurden und seither ununterbrochen im Betrieb gestanden haben, ohne zu Beanstandungen Anlaß zu geben. Auch in neuerer Zeit werden Gaswasserbehälter mit Vorliebe aus Beton oder Eisenbeton ausgeführt, weil diese Bauweise durch ihre Anpassungsfähigkeit große Vorzüge bietet. Eine allerdings so selbstverständliche Voraussetzung, daß sie eigentlich garnicht erwähnt zu werden brauchte, ist dabei die, daß die Ausführung sachgemäß erfolgt, daß also der Behälter in statischer Hinsicht genügt, also weder infolge des Wasserdruckes noch durch Wärmeänderung Risse bekommt; daß der Zementputz vollständig glatt und dicht ausgeführt wird und genügend an der Unterlage haftet, daß auch der Verputz bei Inbetriebnahme des Behälters genügend erhärtet ist. Unter diesen Voraussetzungen genügt ein Behälter aus Beton oder Eisenbeton stets. Die empfohlenen Schutzanstriche mit Teerpräparaten, wie Preolit, Siderosthen, Inertol usw. leisten sicher sehr gute Dienste und sollten auch, um außergewöhnlichen Fällen Rechnung zu tragen, nicht unterlassen werden. Unbedingt nötig sind sie jedoch nicht, wie eine ganze Reihe von Ausführungen beweist, die in einer Zeit entstanden sind, als man diese Anstriche noch nicht kannte.

Was von Gaswasserbehältern gilt, trifft auch für Behälter für Ammoniakwasser zu. Auch hier sind in verschiedenen Gaswerken solche bekannt, die schon viele Jahre in Betrieb sind und sich durchaus bewährt haben.

Was die Wirkung von Aetzkalk betrifft, ist es vielleicht zu empfehlen, daß man bei der Auswahl der Zemente noch vorsichtiger ist, als bisher; daß man zum Verputz solche Zemente, die einen Ueberschuß an Kalk aufweisen, vermeidet. Vielfach werden zu Behältern, in denen Säuren gesammelt werden, Eisenportlandzemente, Montanzement und dergl. vorgezogen. Es dürfte sich auch empfehlen, die Frage näher zu untersuchen, ob solche Zemente, die einen geringeren Kalkgehalt haben, auch für Gaswasser anzuwenden sind. Es wäre auch die Frage zu prüfen, ob nicht durch einen geringen Zusatz von Traß zu gewöhnlichem Zement eine Bindung des überschüssigen Kalkes erreicht und der Verputz gegen Säuren unempfindlicher gemacht wird.

Um kurz zusammen zu fassen, sei also festgestellt, daß, wenn auch Fälle vorkommen können, in denen durch besonders ungünstige Zusammensetzung der Flüssigkeit der Beton geschädigt werden kann, im Allgemeinen Behälter für Gaswasser und Ammoniakwasser aus Beton oder Eisenbeton sich bisher durchaus bewährt haben. Die Ausführung solcher Behälter in Beton liegt heute und in nächster Zeit auch in volkswirtschaftlichem Interesse, um an Eisen möglichst zu sparen. —

### Literatur.

**Jahrbuch der Technischen Zeitschriften-Literatur (Technischer Index).** Auskunft über Veröffentlichungen in in- und ausländischen technischen Zeitschriften nach Fachgebieten

mit technischem Zeitschriftenführer. Herausgegeben von Heinr. Rieser. Ausgabe 1917 für die Literatur d. J. 1916. Verlag für Fachliteratur G. m. b. H. Berlin und Wien. Pr. 5 M. —

Die in den letzten Jahrzehnten stetig angewachsene Zahl der Fach-Zeitschriften und die demgemäß ungeheuer anschwellende Fachliteratur macht es dem, der sich berufsmäßig mit den literarischen Neuerscheinungen zu befassen hat, schon schwer, diese einigermaßen zu verfolgen; für den Praktiker der aus der Fachliteratur nur Anregung und Belehrung schöpfen will, ist das geradezu eine Unmöglichkeit geworden. Selbst wertvolle Aufsätze erreichen daher oft nicht die Verbreitung und Wirkung, die ihnen zu wünschen wäre, mancher nützliche Vorschlag und fördernde Gedanke geht verloren, wenn auch gut geführte Zeitschriftenschaufen in einigen Fachzeitschriften in dieser Richtung nützlich gewirkt haben. Es hat auch nicht an Versuchen gefehlt, diesen Uebelständen durch Sammelwerke abzuhelfen, die in bestimmten Zeitabschnitten eine Uebersicht über die Fachliteratur zu geben suchen. Diese sind aber zum bequemen Gebrauch des Technikers entweder zu vielseitig, wie z. B. die sonst wertvolle „Bibliographie der deutschen Zeitschriftenliteratur“ von Dietrich, oder sie beschränken sich auf einzelne Fachgebiete.

Als ein brauchbares Hilfsmittel war daher das „Jahrbuch der technischen Zeitschriften-Literatur“ zu begrüßen, das jetzt im 4. Jahrgang erscheint. Das Literatur-Verzeichnis ist in 8 Hauptgruppen geteilt: Bauingenieurwesen; Gesundheitstechnik; Hochbau; Architektur und Städtebau; Maschinenbau; Schiffbau; Bergbau und Hüttenwesen; Elektrotechnik; verschiedene technische Fächer. Diese Hauptgruppen zerfallen in einige 60 Untergruppen, die nach Bedarf noch weiter gegliedert sind. Ein alphabetisch geordnetes Stichwörter-Verzeichnis erleichtert das Aufsuchen einer bestimmten Materie. Die Aufsätze sind nach Titel, genauer Quelle, meist auch Verfasser, nach Umfang und Illustrierung gekennzeichnet. Das Verzeichnis für 1916 benutzt 204 Zeitschriften, davon 194 deutscher Zunge, 15 fremdsprachliche. Ein technischer Zeitschriftenführer, der kurze Angaben über Charakter, Erscheinungsort und -Häufigkeit, über Verlag, Format und Preis, usw. der benutzten Zeitschriften gibt, bildet eine wertvolle Bereicherung des Inhaltes.

Gliederung und Anordnung des Verzeichnisses erscheinen i. Allg. zweckmäßig und übersichtlich. Auf Anregungen zu Verbesserungen wird schon im Vorwort hingewiesen; solche werden nach dem Krieg auch in Aussicht gestellt. Dahin gehört unseres Erachtens vor Allem eine kurze Charakterisierung des Inhaltes der Aufsätze, die mit knappen Worten zutreffend zu geben, allerdings eine schwierige und vor allem mühsame Aufgabe ist, die eigentlich den Verfassern selbst zufallen müßte. In dieser Richtung ist das Vorgehen der „Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure“ nachahmenswert. Daß der Kreis der fremdsprachlichen Zeitschriften sich ausschließlich auf wenige englische und amerikanische beschränkt, ist wohl nur auf die Kriegslage zurückzuführen. Ein weiterer Ausbau des Verzeichnisses würde allerdings seinen Umfang nicht unwesentlich erhöhen. Aber erst dann wird das Werk das ganz halten können, was es jetzt zu werden verspricht. — Fr. E.

Inhalt: Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg. (Fortsetzung.) — Vermischtes. — Literatur. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachflg. P. M. Weber in Berlin.



# DEUTSCHE BAUZEITUNG

## MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

\*\*\*\*\*  
UNTER MITWIRKUNG DES VEREINS DEUTSCHER PORTLAND-  
CEMENT-FABRIKANTEN UND DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

15. Jahrgang 1918.

No 6.

### Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg.

Von Baurat Unger-Nyborg in Hamburg. (Schluß.) Hierzu die Abbildungen S. 37.



uf der Abb. 17, S. 34 sind die wirkenden Lasten und Biegemomente des Trägers der Straßenfront dargestellt, sowie die Ausbildung dieses Trägers selbst mit Eintragung seiner Bewehrung. Als Vergleich ist diejenige Momentenkurve punktiert eingetragen, die sich ergeben würde, wenn der Träger die ganze Front-

wandlast aufnehmen müßte und schließlich ist die Momentenlinie für die Belastung eines normalen Deckenträgers strichpunktiert eingezeichnet.

Der schweren Belastung entsprechend mußte der Träger außerordentlich stark bewehrt werden; in dem Querschnitt über der Mittelstütze befinden sich beispielsweise nicht weniger als 42 Zugeisen mit einem Gesamtquerschnitt von 448 qcm in 3 Reihen verteilt. Da der Träger sich nur mit einer einseitig an die Rippe anschließenden Platte ausbilden ließ, ist diese hier von 16 auf 29 cm verstärkt. Eine wesentliche Erhöhung des Widerstandsmomentes ist hierdurch allerdings nicht erzielt worden, da die Materialfestigkeit bei einem derartigen Winkelquerschnitt mit schrägliegender neutraler Achse sich bekanntlich nicht voll ausnutzen läßt. Wie die Darstellung auf Abbild. 17 zeigt, ist die Druckzone in der üblichen Weise ermittelt und die Bewehrungsseisen sind, soweit praktisch möglich, derartig um den Kraftmittelpunkt gruppiert, daß die Momentensumme sämtlicher Eisenzugkräfte in Bezug auf einen Punkt ihrer Kraftebene gleich dem Moment ihrer Mittelkraft ist. Die mit dem Abstand von der neutralen Achse wachsenden Betonbeanspruchungen erreichen im südlichen Feld rechts von der Mittelstütze (ohne Berücksichtigung der Druckeisen) am Winkelschnitt einen die zulässige Grenze erheblich überschreitenden Höchstwert von 84 kg/qcm. In Uebereinstimmung mit den „Bestimmungen“ von 1915 sind daher diejenigen Teile des Trägers, die mit mehr als 40 kg/qcm beansprucht sind, aus einem zementreichen, sehr festen Beton aus besonders zusammengesetztem Kiessand hergestellt und der Winkelscheitel, soweit er mit mehr als 60 kg/qcm beansprucht ist, mit Druckeisen oder umschnürter Druckbewehrung versehen, die soviel von der Druckkraft aufnehmen, daß die Betonbeanspruchung auf 40 kg/qcm herabgedrückt wird. Die durch-

schnittliche Beanspruchung der Eisen beträgt weniger als 1000 kg/qcm, erreicht allerdings bei dem am ungünstigsten belegenen Zugeisen den Höchstwert von 1170 kg/qcm.

Zur Aufnahme der Querkräfte ist außer den aufgebogenen Zugeisen reichliche Bügelbewehrung angewandt und über den Stützen sind die Rippen außerdem erheblich verbreitert. Rechts von der Mittelstütze ließen sich die Querkräfte jedoch auf diese Weise nicht aufnehmen, ohne die zulässigen Beanspruchungen zu überschreiten. Von den hier auftretenden Schubkräften von 308 t sind etwa 207 t durch die aufgebogenen Zugeisen und etwa 70 t durch die Bügeleisen aufgenommen, während die übrigen 31 t durch die seitliche Verbreiterung des Trägers und seine Verbindung mit dem benachbarten Deckenträger auf den Mittelpfeiler übertragen sind. Der innige Verband der beiden benachbarten Balken versteift den Frontwandträger außerordentlich, er wird hierdurch zur Aufnahme der großen Einzellasten geeigneter. —

Der landfeste Teil des Erweiterungsbaues ist bereits seit Sommer 1916 fertiggestellt und in Benutzung genommen; die zugehörige Pfahlgründung wurde im Jahre 1914 vom Hamburger Eisenbetonwerk mit einem Kostenaufwand von 44 200 M. ausgeführt.

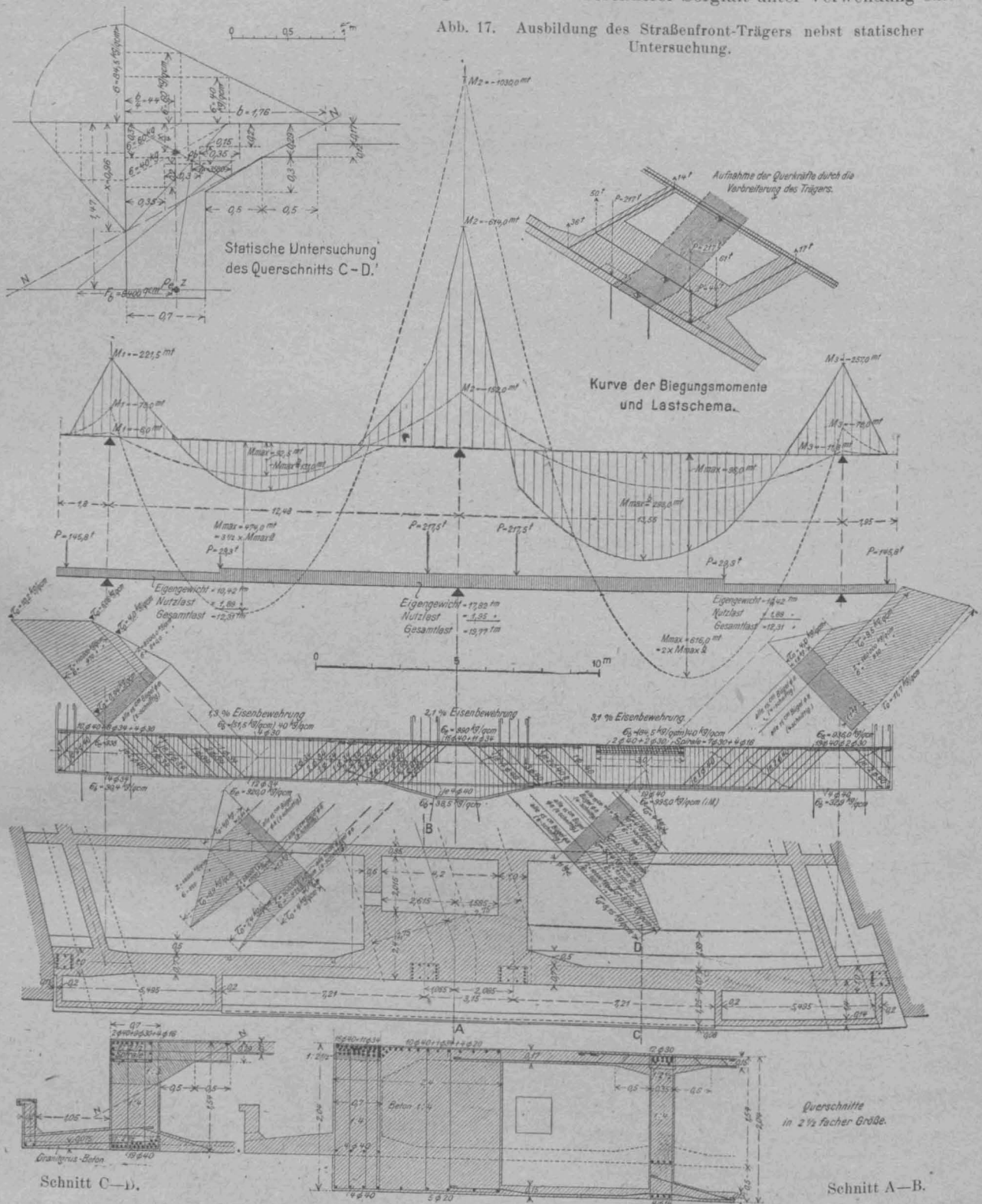
Die Ausführung des Grundbaues für die Fletüberbauung war der Firma Dyckerhoff & Widmann, Niederlassung Hamburg, übertragen und mit einem Kostenaufwand von 205 000 M. im Lauf des Jahres 1916 tadellos hergestellt, trotz der Kriegsverhältnisse und dem hieraus sich ergebenden Mangel an geübtem Personal und der sonstigen Schwierigkeiten. Der Aufbau des Verbindungsbaues konnte aus diesem Grunde nicht gefördert werden und wird heimkehrenden Kriegern Arbeitsgelegenheit bieten.

Bei der Ausführung der Landpfeiler, namentlich auf der Nordseite, waren insofern Schwierigkeiten zu überwinden, als zunächst die nicht bekannte Ausführungsart einzelner alter Vorsetzen an den anschließenden Gebäuden festgestellt und der Entwurf den Ergebnissen angepaßt werden mußte. Das Rammgerüst (vergl. Abbildung 8 in No. 4) war auf + 6,30 m angeordnet, damit ohne Mäkler gerammt werden konnte, und bei der größtenteils umgeleiteten Schifffahrt war es in der Regel möglich, den Wasserstand so tief zu halten, daß die

Bauausführung hierdurch wenig behindert war. Das Tragwerk ist in Gußbeton ausgeführt, weil dieser leichter zu verarbeiten ist und bessere Gewähr für die Güte der Eisenbetonarbeiten verspricht als gestampfter Beton, wenn nur weniger geübte Arbeiter zur Verfügung stehen. Zuerst wurde die untere Platte nebst den Trägerteilen unterhalb der unteren Voute hergestellt und nach genügender Erhärtung dieser Bauteile erfolgte

Für den Beton wurde Zement mit einer Druckfestigkeit nach 28 Tagen von 364 kg/qcm und Elbkiessand mit 30–33 % Grobteilen über 7 mm verwendet. Hierbei wurde für den Gußbeton 1 : 4 durchschnittlich nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 250 kg/qcm, nach 45 Tagen von 280 kg/qcm erzielt.

Die Betonierung der stark bewehrten Trägereile wurde mit besonderer Sorgfalt unter Verwendung eines



die Einschalung, die Verlegung der Eiseneinlagen und die Betonierung des oberen Teiles des Eisenbetontragwerkes. Um eine gute Verbindung zu schaffen, waren die Trägerstege bei der unteren Voute mit Verzahnung abgesetzt; die Betonierung erfolgte erst nach sorgfältiger Reinigung, Aufrauung und Einschleimung der Stoßstellen beider Teile, deren Verbund im übrigen durch die reichlich angeordnete Bügelbewehrung gesichert ist.

feinkörnigen Betons 1 : 3 (an hochbeanspruchten Stellen 1 : 2 1/2) ausgeführt. Auch der Einbau der stellenweise recht eng liegenden Bewehrungsseile für den Straßenfrontwandträger, auf Abbildung 19–21 recht deutlich ersichtlich, mußte sehr sorgfältig erfolgen, damit die Betonumhüllung gesichert wurde. Die in No. 4 vorausgeschickten Abbildungen 8–10 zeigen die Baustelle in einzelnen Ausführungsstadien.

Es wird von Interesse sein, die Kosten für die Grün-



dung einschließlich des Grunderwerbes für den landfesten Teil des Verwaltungsgebäudes mit denjenigen der Fletüberbauung zu vergleichen. Der Grundbau der letzteren mit etwa 1200 qm Grundfläche hat 205 000 M. gekostet. Rechnet man hierzu die Herstellungskosten für die durch diese Gründungsart bedingten Abfangkonstruktionen des Aufbaues, so werden die Kosten für 1 qm bebaubarer Fläche hier höchstens etwa 240 M. betragen, während der baureife und fertig gegründete Grund des bereits hergestellten Teiles des landfesten Erweiterungsbaues einschließlich der Grunderwerbskosten, aber ausschließlich der Kosten für den Aufbau, einen Aufwand von 2875 M. für 1 qm erfordert hat. Da nun die überbaute Wasserfläche ihren Zweck als Schiff-

fahrtsweg und Alsterabfluß jetzt ebensogut wie vorher erfüllt, muß die gegebene Lösung vom wirtschaftlichen Standpunkt betrachtet als gelungen bezeichnet werden, zumal es nur hierdurch ermöglicht wurde, die Polizeiverwaltung in dem für ihren Zweck so günstig belegenen Stadthause zu belassen und ihr Raumbedürfnis zu befriedigen.

Wie bereits erwähnt ist der Stadthausenerweiterungsbau von Hrn. Baudir, Dr.-Ing. Fr. Schumacher entworfen und die Ausführung des gesamten Aufbaues liegt in Händen des Hochbauwesens. Die Entwurfbearbeitung und die Bauleitung des Grundbaues ist vom Ingenieurwesen, Leiter Hr. Baudir, F. Sperber, und zwar vom Verfasser bewirkt worden. —

### Berechnung des Rahmenbinders der Markthalle Mühlhausen.<sup>1)</sup>

Von Ingenieur A. Straßner in Frankfurt a. Main.

**D**er Rahmenbinder der Halle, dessen Anordnung und Ausbildung Abb. 1 u. 2, sowie 3 a. f. S. wiedergeben, wird in Folgendem unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes und der elastischen Einspannung der Endstützen genau durchgerechnet. Beim Hauptsystem (statisch unbestimmten Hauptsystem) nehmen wir die Einspann-Querschnitte der Stützenfüße als seitlich geführt an, so daß die wagrechte Kraft (X) vorübergehend ausbleibt und daher nur lotrechte Kräfte und Momente entstehen. Die Momente im Hauptsystem (M'), wie beim elastisch eingespannten durchlaufenden Balken, sind zu ermitteln. Als einzige Unbekannte hat man dann nur noch X. Ist u das Moment beim Zustand X = -1, so beträgt das endgültige Schnitt-Moment

$$M = M' - X \cdot u.$$

Trägheitsmomente und Einteilung der Rahmenachse für konstante w (Abbildung 4 auf S. 36).

Das elastische Gewicht eines Rahmen-Elementes beträgt  $w = \frac{s}{EJ}$ , wenn s die Länge des Elementes, EJ Elastizitätsmaß mal Trägheitsmoment ist.

Um eine einfache Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes zu bezwecken, bestimmen wir die in Abbildung 4 dargestellte Trägheitsmomentenkurve, indem wir in zugeordneten Punkten auf der abgewinkelten Rahmenachse die in der bekannten Weise berechneten Trägheitsmomente (in beliebigem Maßstab) nach oben und nach unten auftragen und die Endpunkte miteinander verbinden. Die Teil-linien für konstante w sind dann bestimmt durch die von der Trägheitsmomenten-Kurve begrenzten parallelen schrägen Geraden (s. Abbildung 4). Die Richtung der letzteren ist beliebig<sup>2)</sup>.

In Abbildung 4 sind absichtlich für die parallelen schrägen Geraden zwei Richtungen angenommen worden, derart, daß für die Richtung 1 und die Richtung 2 die w-Werte sich wie 4:1 verhalten. Dadurch werden passende Teilstrecken erzielt. Schließlich sind die gefundenen Teilstrecken am Schluß noch zu je zwei und zwei zu einer einzigen zusammengelegt worden.

Dieser Vorgang ist zu empfehlen, da bei allzu schrägen Parallelen, bei stark veränderlichem Trägheitsmoment die Genauigkeit des Verfahrens sehr leiden würde.

Als Mittelwert, berechnet aus einigen Balkengrößen, erhält man (siehe Abbildung 4):

<sup>1)</sup> Ausführung der Firma Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. Haardt. Vergl. Prof. Dr. E. Mörsch „Der Eisenbetonbau“, Stuttgart 1912, Seite 443. Es handelt sich hier um ein Rechnungsbeispiel. Ursprünglich ist die Berechnung in anderer Weise durchgeführt worden.

<sup>2)</sup> Vergl. Dr. techn. Robert Schönhöfer „Statische Untersuchung von Bogen und Wölbttragwerken“, Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin.

$$\text{Richtungsgerade 1: } Ew = \frac{s}{J} = 56 \text{ m}^{-3},$$

$$2: Ew = \frac{s}{J} = 14 \text{ m}^{-3}$$

Ermittlung des Einspannungsgrades (ε).

Der Einspannungsgrad (ε) ist die Drehung des Einspann-Querschnittes durch M=1 bei weggenommener Stütze. Die Größe derselben ist bedingt durch den durchlaufenden Balken und die Endstützen (unten):

$$(\text{Balken}) J = 0,0235 \text{ m}^4, (\text{Stützen}) J_s = 0,0610 \text{ m}^4.$$

Abb. 1.

Querschnitt der Halle.

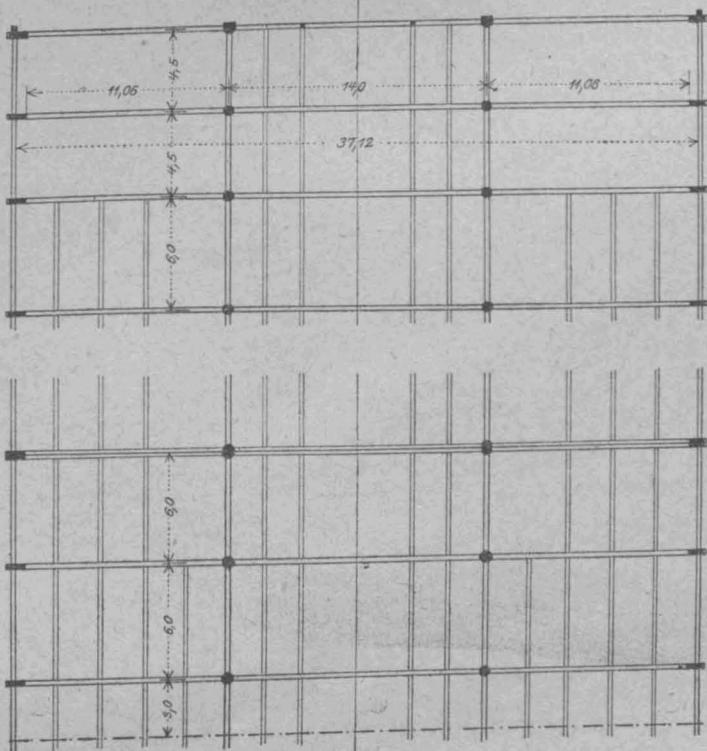
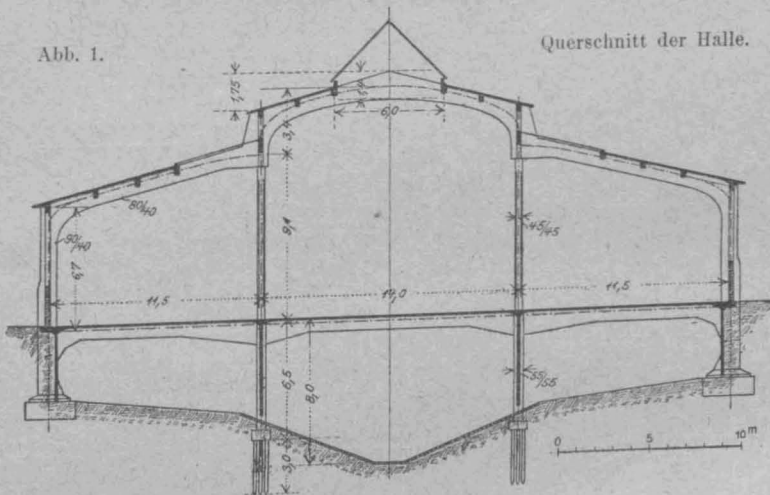


Abbildung 2. Grundriß der Hallen-Konstruktion.

Bei der Annahme, daß die elastische Linie in Rahmenmitte wagrecht bleibt, ist der Festpunktabstand im rechten Endfeld

$$a = \frac{l_1}{3 + 3 \frac{l_2}{l_1}} = \frac{11,5}{3 + 3 \cdot \frac{14,0}{11,5}} = 1,73 \text{ m.}$$

Winkel am Balkenende

$$E\gamma_a = \frac{l_1}{6J} \left( 2 - \frac{a}{l_1 - a} \right) = \frac{11,5}{6 \cdot 0,0285} \cdot \left( 2 - \frac{1,73}{9,77} \right) = 149 \text{ m}^{-1}.$$

Winkel am Stützenkopf

$$E\gamma_s = \frac{h}{4J_s} = \frac{3,8}{4 \cdot 0,0610} = 16 \text{ m}^{-1}.$$

Einspannungsgrad

$$E_e = \frac{E\gamma_a \gamma_s}{\gamma_a + \gamma_s} = \frac{149 \cdot 16}{149 + 16} = \sim 14 \text{ m}^{-1}.$$

Die obenstehenden Gleichungen sind begründet in dem Werk des Verfassers „Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke“.

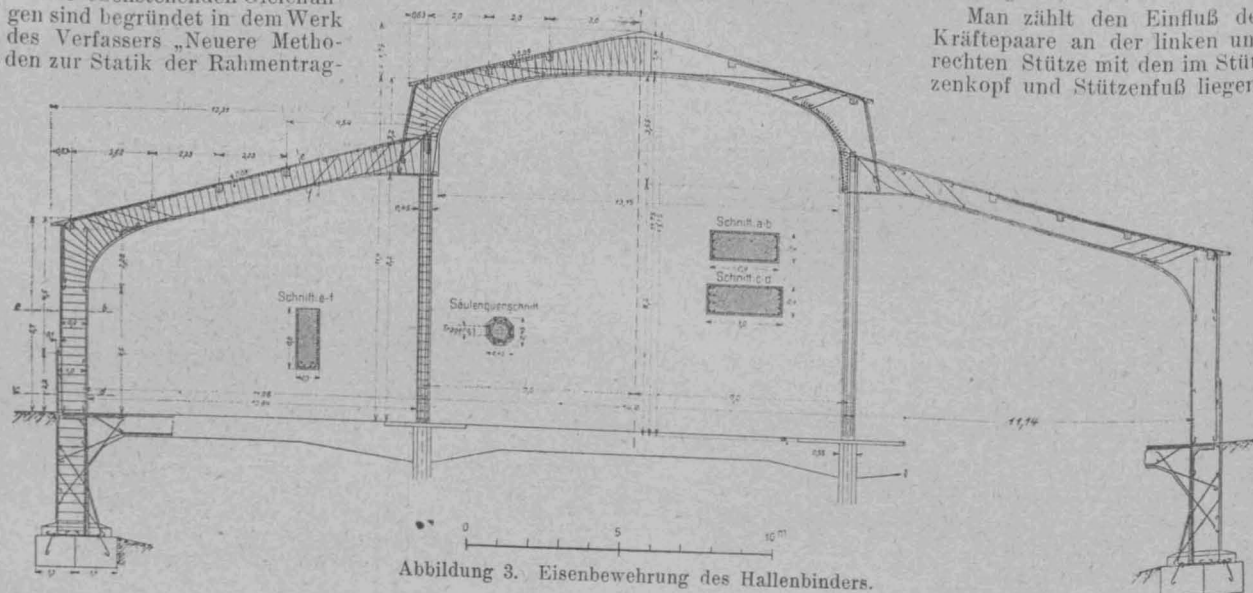


Abbildung 3. Eisenbewehrung des Hallenbinders.

werke und der elastischen Bogensträger<sup>43)</sup>. Das Gleiche gilt auch für das Verfahren, welches in folgendem angewandt wird.

Ermittlung der Festpunkte (Abbildung 5).

Die Festpunkte sind zeichnerisch in Abbildung 5, S. 38 ermittelt worden. Es waren zu dem Zwecke zunächst die Biegelinien für  $M_a$  und  $M_b$  beim Balken (Bogen) sowie  $M_k$  und  $M_u$  bei den Stützen zu bestimmen

(Abbildung 5c und 5a, rechts). Aus Symmetriegründen waren beim Balken im ganzen nur drei Biegelinien erforderlich, bei den Stützen genügten zwei solche, ohne jene, die zur Feststellung von  $\gamma_s$  dient.

Dank der Einteilung der Rahmenachse für konstante  $w$  war die Aufgabe besonders einfach. Die als Gewichte aufzufassenden Größen ( $w\xi$  bzw.  $w\xi'$ ) wurden aus Dreiecken mit beliebig anzunehmender Höhe ( $h$ ) abgegriffen (Abbildung 5b). Nur mußte darauf geachtet werden, daß für die Größen, die der Richtungsgeraden 2 angehören und sich zu den übrigen wie 1:4 verhalten, nur der vierte Teil der Dreieckshöhe ( $\frac{1}{4}\xi h$  bzw.  $\frac{1}{4}\xi' h$ ) abzugreifen, also dafür die Dreieckshöhe  $\frac{1}{4}h$  zu betrachten ist. Bei der Biegelinie zur Bestimmung von  $\gamma_s$  in Abbildung 5a ist anstatt der Dreiecke ein Rechteck maßgebend; für die erste Größe in dem zugehörigen Krafteck, bedingt durch den Ein-

spannungsgrad ( $\epsilon$ ), hat man aufzutragen  $h \frac{\epsilon}{w} = h \cdot \frac{14}{56} = \frac{1}{4}h$  ( $h$  = angenommene Dreieckshöhe). Die Polweiten<sup>44)</sup> — dies ist besonders zu beachten — müssen sämtlich unter sich gleich sein.

Die Konstruktion für die Festpunkte in Abbildung 5d wurde nach dem Verfahren des Verfassers durchgeführt. Die Abschnitte  $AA'$  (gleich  $\alpha_b l$ ),  $AA''$  (gleich  $\beta l$ ) usw., bestimmt durch die Tangenten an die obigen Biegelinien, sind des Raumes wegen alle nur zur Hälfte aufgetragen worden. Aus dem Grunde waren auch die Winkel  $\gamma_s$  und  $\epsilon$  zu halbieren. Um die Festpunkte der Stütze rechts zu finden, denkt man sich diese aufgeklappt als Endfeld.

Ermittlung der Momente  $u$  beim Zustand

$X = -1$  (s. Abbildung 6a, S. 38).

Man zählt den Einfluß der Kräftepaare an der linken und rechten Stütze mit den im Stützenkopf und Stützenfuß liegen-

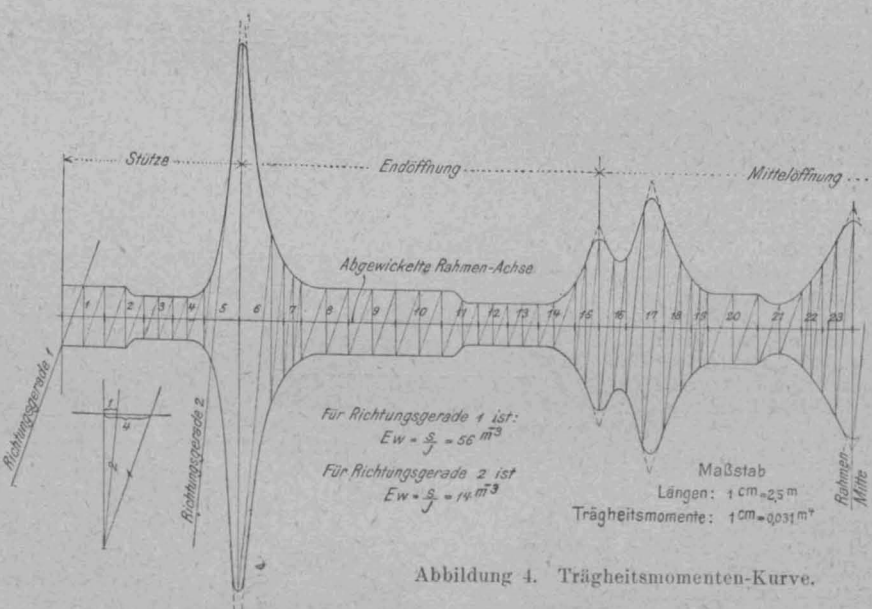


Abbildung 4. Trägheitsmomenten-Kurve.

den Kräften Eins zu dem der von innen nach außen wirkenden Kräfte Eins an den Bogenkämpfern. Die letzteren heben die Wirkung der an den Stützenköpfen vorausgesetzten Kräfte der Kräftepaare wieder auf, so daß die Belastung durch  $X = -1$  übrig bleibt. Der Reihe nach sind in Abbildung 6a die Momentenlinien für das Kräftepaar Eins an der linken und rechten Stütze und die Kämpfer-Kräfte Eins mit 1, 2 und 3

bezeichnet worden. Für die Stützen sind die Momenten-Geraden 1 und 3 unter  $45^\circ$  geneigt und schneiden die Achse mit einer Geraden, die am Stützenkopf und am Stützenfuß die Festpunktabstände als Abschnitte hat<sup>45)</sup>. Der weitere Verlauf ist durch die Festpunkte bestimmt. Um die Momente für die Kämpferkräfte Eins zu bestimmen, benutzt man die Festlinienabschnitte

$$s = \frac{\alpha}{l} \cdot \frac{\delta_k}{\beta} = \frac{2,56}{14,0} \cdot \frac{6,40}{0,79} = 1,48 \text{ m.}$$

$\delta_k$  ist bestimmt durch die Verschiebung der Bogenkämpfer infolge  $M_a$  (s. Abbildung 5a).  $\beta$  liegt durch dieselbe Biegelinie bzw. die Biegelinie für die Einsenkungen (Mittelloffnung) fest.

<sup>43)</sup> Berlin 1916, Verlag von W. Ernst & Sohn.

<sup>44)</sup> Vergl. das Werk „Neuere Methoden ...“ Seite 66.



Alle drei Flächen sind zu summieren. Abbildung 6a enthält das Ergebnis.

Ermittlung der Biegelinien beim Zustand  $X = -1$  (Abbildungen 6b und c).

Es ist zu ermitteln a) die Biegelinie für die lot-

einzusetzenden Momente  $u$  werden am besten in der Mitte der Rahmenelemente abgegriffen. Die sich ergebenden Gewichte sind in Abbildung 6b ersichtlich<sup>5)</sup>.

Nun hat man die Kraftecke zu zeichnen und findet alsdann die Biegelinien als Seilkurven in der bekannten Weise. Für die Richtigkeit ist es Bedingung, daß diese

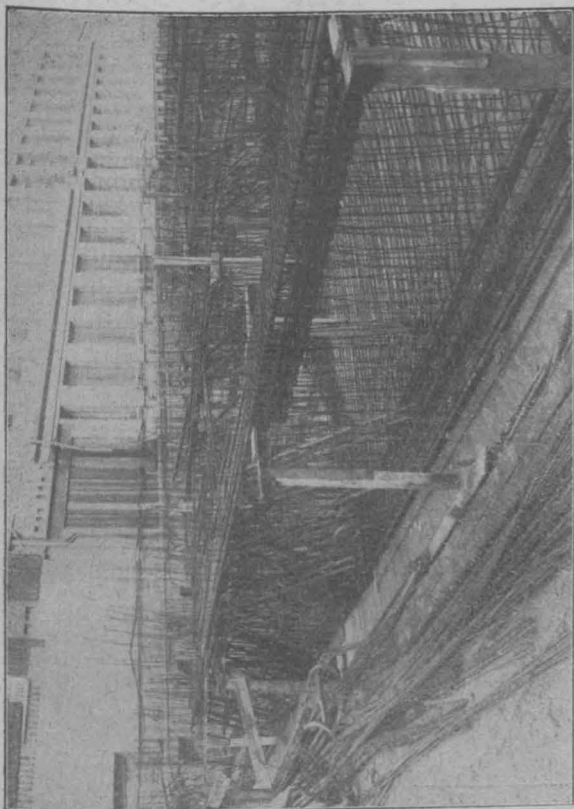


Abbildung 20. Dargest. im spiralförmig bewehrten Teil.

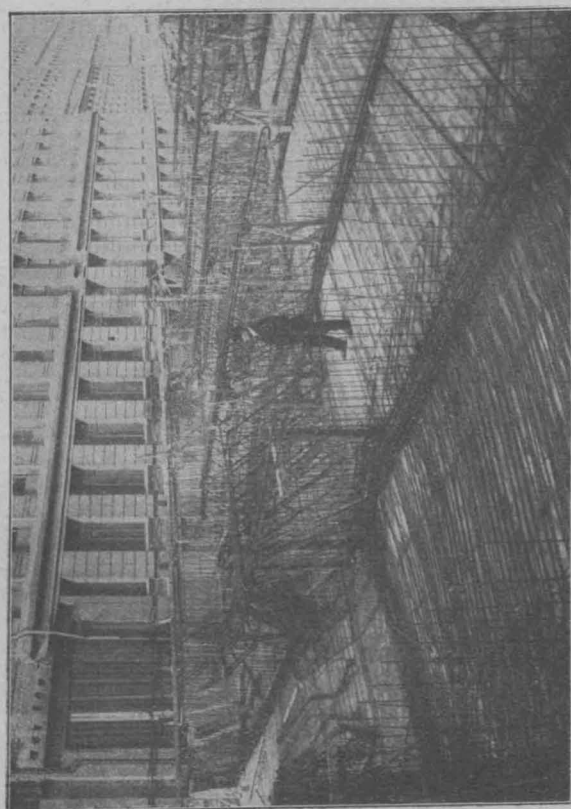


Abbildung 22. Aufstellung des Eisengerüppes verschiedener Träger.  
Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg.

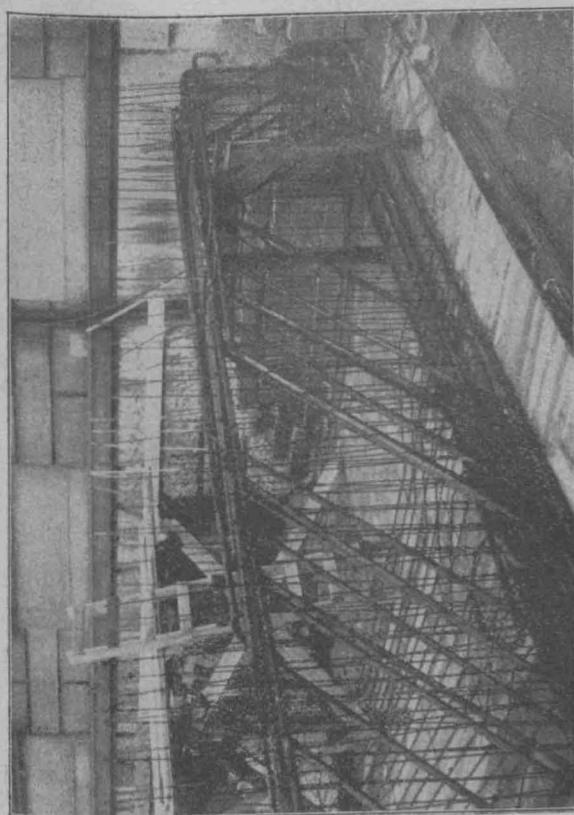


Abbildung 19. Straßenfrontträger. Eiseneinlagen des Auflagerendes (von außen).

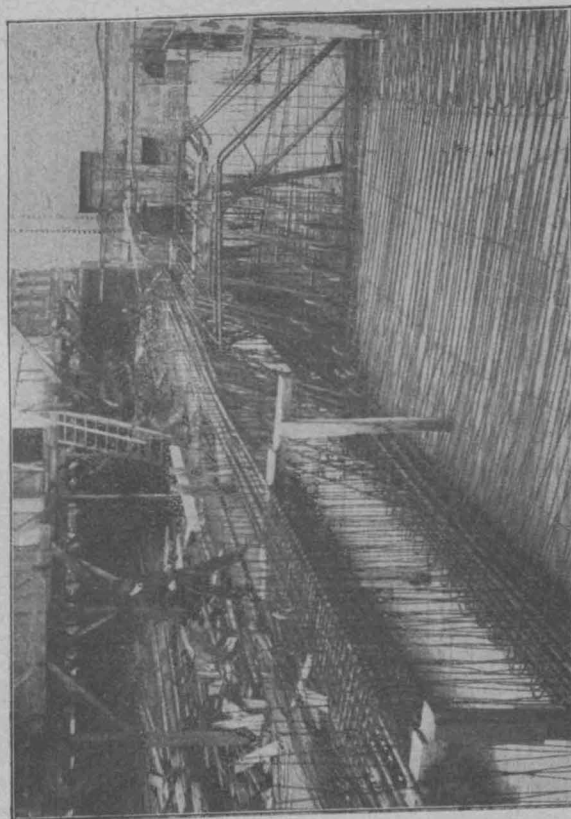


Abbildung 21. Straßenfrontträger. Bewehrung von innen gesehen.

rechten Einsenkungen, b) die Biegelinie für die wag-rechten Ausbiegungen

Als Gewichte hat man die Werte  $56 \cdot u$  bzw.  $14 \cdot u$  zu betrachten, erstere bei den der Richtungsgeraden 1, letztere bei den der Richtungsgeraden 2 zugeordneten Rahmengrößen. Es folgen dann die  $E$ -fachen Biegelinien (Biegelinien mit den  $E$ -fachen Ordinaten). Die

Kurven über den Zwischenstützen stetig verlaufen und an den Rahmenecken, also am Balkenende bzw. am Stützenkopf senkrecht aufeinander stehen.

<sup>5)</sup> Die Gewichte verstehen sich in  $m^{-2}$ . Wenn man die sämtlichen Gewichte einschließlich der Auflagerkraft ( $u \cdot \varepsilon = 3,75 \cdot 14 = 53 m^{-2}$ ) addiert, so muß sich Null ergeben!

Wenn  $Y$  die Biegelinien-Ordinate ist (im Längen-Maßstab aus der Zeichnung herausgemessen), so ist die wahre Ausbiegung bzw. Einsenkung, da die Polweite zu  $100 \text{ m}^{-2}$  angenommen worden ist, in  $\text{m/l}$

(Schluß folgt.)

# Berechnung des Rahmenbinders in der Markthalle Mühlhausen.

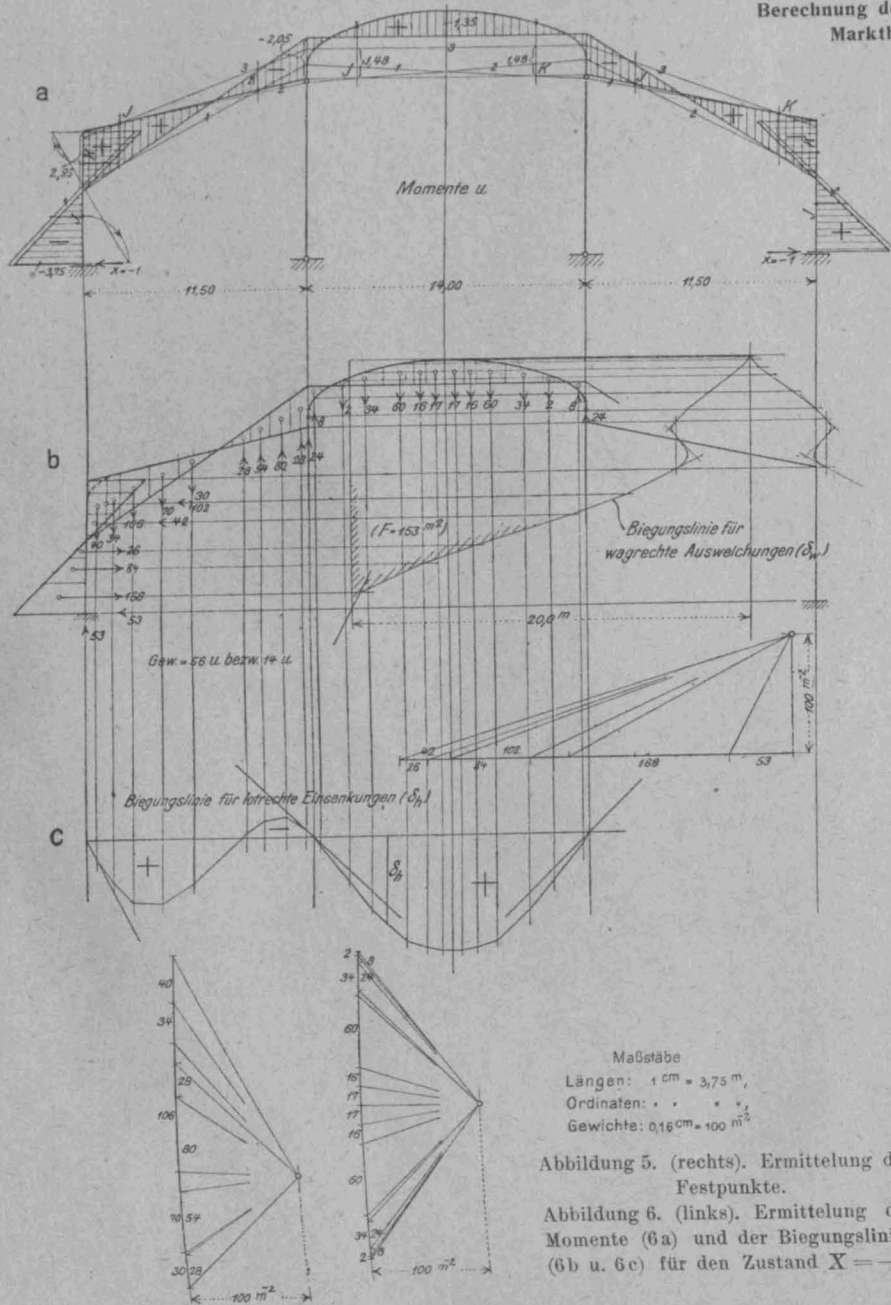
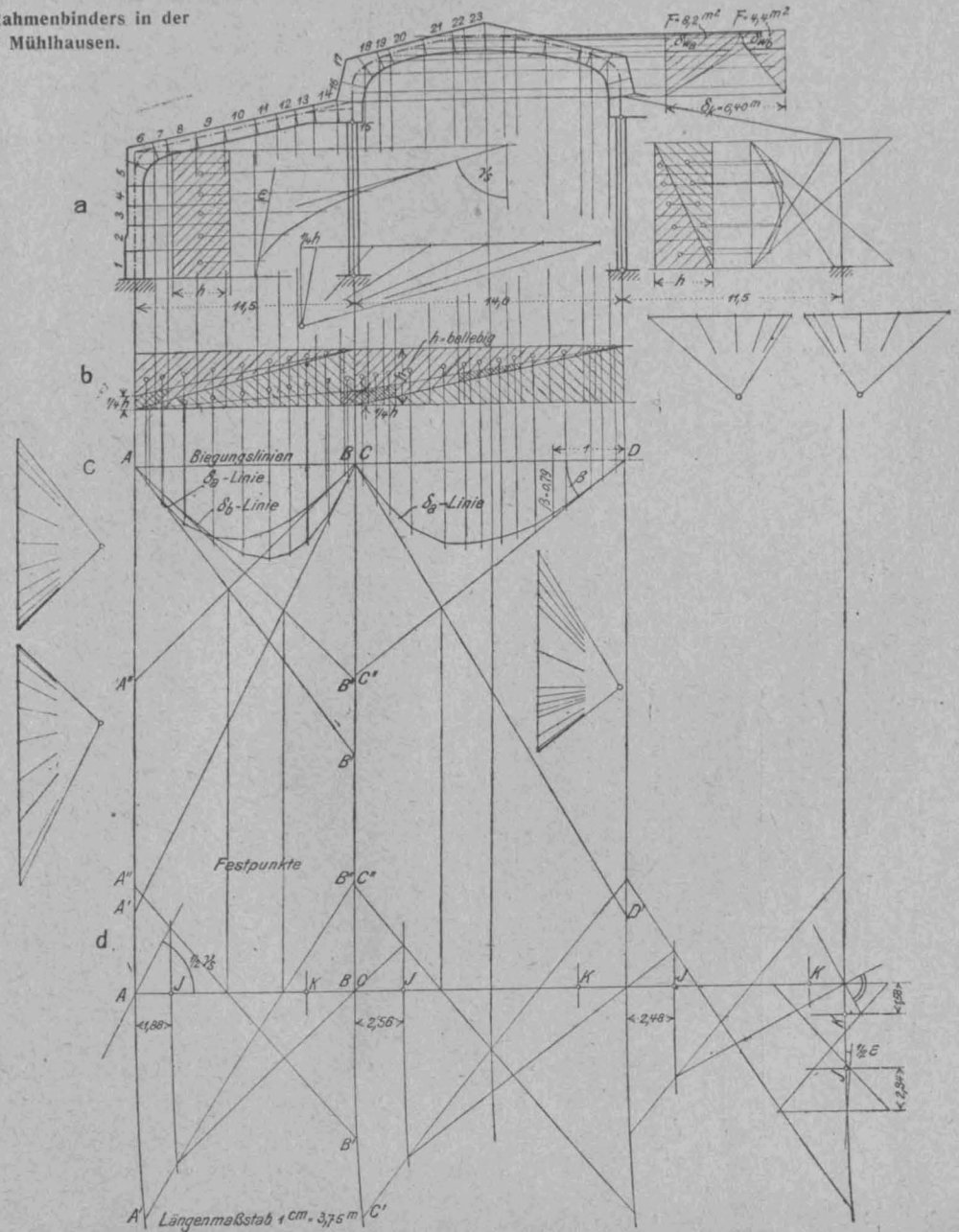


Abbildung 5. (rechts). Ermittlung der Festpunkte.

Abbildung 6. (links). Ermittlung der Momente (6a) und der Biegelinien (6b u. 6c) für den Zustand  $X = -1$ .





## Nationalwirtschaftliche Aufgaben der deutschen Zement- und Beton-Industrie.

Nach einem Vortrag von Prof. Dr.-Ing. Gehler, z. Zt. Vorstand der Bautenprüfstelle im Kriegsamt, gehalten auf der Werktagung des „Deutschen Zementbundes“ am 28. Februar 1918 zu Berlin.



Wie aus dem Jahresbericht der Bautenprüfstelle für 1917 hervorgeht, sind in diesem Jahr von Deutschland Bauten ausgeführt worden, die einschl. der Inneneinrichtung einen Wert von rd. 1 Milliarde M. darstellen, eine ungeheure Leistung während des Krieges; getrost und voll fester Zuversicht auf unsere wirtschaftliche Lebenskraft können wir daher auch dem bevorstehenden Endkampf und der Zukunft unseres Volkes entgegensehen. Ernste Gedanken drängen sich uns aber auf, wenn wir an die Uebergangszeit denken. Die Aufgaben, die dann der Zement- und Beton-Industrie zufallen werden, seien hier näher betrachtet.

Im Vergleich mit den wenigen Massengütern, die Deutschland auf dem Weltmarkt gegen Rohstoffe auszu-tauschen vermag, nimmt der Zement eine bevorzugte Stellung ein, z. B. gegenüber der Kohle und dem Kali, da er ein veredeltes Erzeugnis ist. Vor dem Eisen hat er den Vorzug, daß er ausschließlich aus heimischen Rohstoffen hergestellt wird und daß seine Versendung als Massengut leichter erfolgt als die des sperrigen Eisens. Es liegt daher im national-wirtschaftlichen Interesse, die Erzeugung des deutschen Zementes in der Uebergangszeit mit allen Mitteln zu fördern, eine Erkenntnis, die auch die Stellungnahme der Regierung zu dieser Industrie beeinflussen muß. Gegenüber anderen Wirtschaftsgebieten, z. B. denen des Eisens und der Ziegel, ist die Zement-Industrie dabei insofern im Vorteil, als der Zement ein einheitliches Erzeugnis ist und als die Zahl der Betriebe zwar in die Hunderte, aber doch nicht in die Tausende geht, und als sie schon während des Krieges fest zusammen geschlossen wurden.

Das vergangene Jahr zeigte eine Hochkonjunktur der deutschen Industrie im Allgemeinen und der Zement-Industrie im Besonderen, allerdings eine solche, die sich wesentlich unterscheidet von einer Hochkonjunktur im Frieden, da zwar der Kaufpreis eine bedeutende Höhe erreichte, die erzeugten Mengen aber verhältnismäßig klein geblieben sind. Im Friedensjahr 1913 stieg die monatliche Erzeugung an Zement in Deutschland von 143 000 t im Winter auf 860 000 t im Sommer und war i. M. 605 000 t. Im Kriegsjahr 1917 dagegen war die Versandmenge nur 263 000 t i. M., also nur 45 % der Friedensleistung. Letztere betrug in den letzten Friedensjahren aber auch schon nur 60 bis 70 % ihrer Leistungsfähigkeit, sodaß sich der Beschäftigungsgrad im Kriegsjahr 1917 nur auf rd. 25 % stellt. Hiernach könnte also die Leistung der Zement-Industrie in der Uebergangszeit wesentlich gesteigert werden. Außer der Beschaffung von wenigen Facharbeitern und Vornahme der notwendigen Ausbesserungen an den Betriebsmitteln ist hierbei die ausreichende Kohlebelieferung die Hauptsorge, wobei es sich günstig trifft, daß der Bedarf der Zement-Industrie im strengen Winter geringer ist als zu den anderen Jahreszeiten.

Die Gesamterzeugung an Zement in Deutschland ist gestiegen von 3,75 Mill. t auf 7,25 Mill. t in dem Jahrzehnt 1903—1913, im Krieg aber bis 1917 wieder auf 3,15 Mill. t gefallen. Der Verlauf des Anstiegs war stetig mit Ausnahme der kritischen Jahre 1907—1909, die einen Stillstand zeigen. Im Verkaufspreis lassen sich dagegen in dem Zeitraum von 1903—1913 drei deutliche Unterabschnitte erkennen: von 1903—1908, der Zeit der Hochkonjunktur im Baugewerbe, steigt der Preis von 20,5 auf 33 M. für die Tonne, von 1908—1911, der Zeit der Tarifkämpfe, der Krisis im Baugewerbe, des teilweisen Verfalles der Kartelle sinkt er auf 18 M., um dann von 1911—1913 wieder auf 29 M. anzusteigen. Einen ähnlichen Verlauf zeigen die Schwankungen des Umsatzwertes, d. h. des Produktes aus Verkaufspreis und erzeugter Menge; Tiefstand und Höchststand fallen zusammen mit denjenigen des Verkaufspreises. Die verteilte Dividende endlich betrug 1903 nur 1,7 %, wuchs bis 1907 auf 8,5 %, sank dann wieder auf 3 % i. J. 1910 und erreichte 1913 zwar nicht wieder den Höhepunkt von 1907, aber doch den Wert von 6,8 %. Die Dividende allein gibt nun zwar noch kein sicheres Bild von der Rentabilität eines Werkes, die ja bekanntlich von einer ganzen Reihe von Umständen abhängt, sie bietet dafür aber immerhin einen gewissen Anhalt, namentlich wenn die Werte einer Reihe von Jahren mit einander verglichen werden.

Die Dividende ist nun abhängig von 4 Größen: der Höhe des Aktienkapitales und der Selbstkosten, die negativ, d. h. bei eigenem Anwachsen verringern auf die Dividende wirken, und der Erzeugung und dem Verkaufspreis, die positiv einwirken. Ueber die Höhe des Aktienkapitales fehlt nur eine ausreichende Statistik, da die amtliche erst seit 1911 die Zement-Industrie getrennt behandelt. Als Vergleichswert kann aber auch das Anlagekapital herangezogen wer-

den, das nach Angabe des Zementbundes von 1903—13 von 300 Mill. M. auf 500 Mill. M. angewachsen, also um  $\frac{2}{3}$  seines Wertes gestiegen ist. In dem gleichen Zeitraum wuchs der Umsatzwert der Werke von 77 auf 213 Mill. M., aber die Dividende folgte dieser steigenden Bewegung nicht. Nun ist das Kapital durch den bekannten Bundesratsbeschluß vom 26. 6. 1916 in seiner Höhe festgelegt, da die Errichtung von Zementwerken und ihre Erweiterung verboten, bezw. von der Genehmigung eines Reichskommissars abhängig gemacht wird. Dieser Bundesratsbeschluß war der erste seiner Art überhaupt und Richtung gebend für die ganze heutige Entwicklung der deutschen Zement-Industrie, sowie die Voraussetzung für die Syndikatsbildung und die Gründung des Zementbundes. Soll die Ordnung in der Zementwirtschaft erhalten bleiben, so muß dieser Bundesratsbeschluß auch für die Zukunft bis auf Weiteres aufrechterhalten, also das in den Zementwerken angelegte Kapital auch weiterhin möglichst konstant erhalten werden.

Eine zweite Aufgabe wird sein, die Selbstkosten für die Tonne, also den zweiten, negativ auf die Dividende drückenden Faktor, möglichst niedrig zu halten. Diese hängen ab vor allem vom Beschäftigungsgrad der Werke, der Umsatzmenge, den Arbeitslöhnen, den Preisen der Rohstoffe (insbesondere der Kohle, des Kalkes und Tons), sowie der Betriebsstoffe, nicht zuletzt auch von der Güte der Arbeiter und des Personales. Die Einführung des Drehofens hat die Zahl der Arbeitskräfte bereits auf ein Mindestmaß herabgedrückt, den Kohleverbrauch dagegen wesentlich gesteigert. Dieser ist also eine Lebensfrage für die Zement-Industrie, die für 1000 kg Zement 500—600 kg Kohle braucht. Die Lage der Zementwerke zu den Gewinnungs-orten der Kohle, die Transport- und Fracht-Verhältnisse werden daher in Zukunft ausschlaggebend sein für die Möglichkeit, im Wettbewerb zu bestehen. Weit mehr als bisher muß sich daher auch die Zement-Industrie mit den Fragen des Transportes befassen, sie muß mit Nachdruck die Forderung des Ausbaues unserer Wasserstraßen unterstützen und der Verbesserung ihrer Verlade- und Förderungseinrichtungen in ihren Werken die größte Bedeutung beimessen. Welche gewaltige Bedeutung der Transport der zur Erzeugung des Zementes erforderlichen Kohle nicht nur für die Zement-Industrie, sondern im gesamten deutschen Haushaltsplan hat, lehren folgende Zahlen: für eine Friedens-erzeugung von 600 000 t Zement im Monat sind rd. 300 000 t Kohle erforderlich, also 30 000 Eisenbahnwagen im Monat; d. s. 6 % unserer heutigen Kohle-Leistung.

Der Drehofen hat uns eine vollkommene Mechanisierung der Betriebe nach amerikanischem Muster gebracht; was früher 4—5 Arbeiter leisteten, wird heute von einem Mann geschafft. Diese wenigen Facharbeiter müssen bei der Demobilisierung in erster Linie entlassen werden, denn eine möglichst rasche Steigerung der Erzeugung von Zement liegt im dringenden vaterländischen Interesse, um gegen Ausfuhr von Zement Rohstoffe und Lebensmittel eintauschen zu können. Im übrigen ist aber der Weg der Mechanisierung in den Werken auch noch weiter zu beschreiten, wobei die unwirtschaftlichen Betriebe wohl oder übel zurückbleiben und erliegen müssen. Wie energisch heut schon an der Verminderung der Selbstkosten gearbeitet wird, geht z. B. daraus hervor, daß in einem unserer größten Werke die auf einen Arbeiter entfallende Zementmenge während des letzten Friedensjahrzehntes von rd. 143 t auf rd. 323 t gestiegen ist.

Eine weitere Möglichkeit der Verminderung der Selbstkosten liegt in der weiteren Nutzbarmachung der technisch-wissenschaftlichen Arbeit. Es liegt im ureigensten Interesse der Zement-Industrie, die heute durch ihren Zusammenschluß über die entsprechenden Mittel verfügt, dafür Forschungsinstitute zu schaffen, die sich aber auch mit den wirtschaftlichen Fragen zu befassen hätten.

Von den beiden positiven Faktoren für die Wirtschaftlichkeit der Werke und die Höhe ihrer Dividende ist der Verkaufspreis von einem mittleren Friedenspreis von rd. 300 M. für den 10 t-Wagen im vergangenen Jahr auf 450, 630, 710 M. gestiegen. Hier ist in Zukunft wieder eine Herabsetzung nötig, will sich der Zement auf dem Baustoffmarkt gegenüber anderen Erzeugnissen, vor allem den Ziegeln und dem Baueisen behaupten. Die Ziegelpreise sind nun heute zwar etwa auf das 3-fache des Friedenspreises gestiegen, dürften aber bald wieder auf das Doppelte, vielleicht sogar das  $1\frac{1}{2}$ -fache herabgehen, da ein Zwangssyndikat in der Ziegel-Industrie mit ihren 10 000 größeren Betrieben und 7000 Landziegeleien wohl kaum zu erreichen sein wird, wenigstens keines, das auch die Schwemmsteine, Kalksandsteine und Schlackensteine mit umfaßt. Es darf

daher, wenn ein Baukörper überhaupt noch in Beton ausgeführt werden soll, der Zementpreis nach Berechnung des Redners nicht höher als etwa 450 M. für den Waggon stehen, er muß also wieder etwa auf die Stufe herabgedrückt werden, auf der er zu Anfang des Jahres 1917 gestanden hat. Die Erfahrung hat gezeigt, daß in der zweiten Hälfte des Jahres 1917 wegen des hohen Zementpreises viele Ausführungen in Ziegelmauerwerk statt in Beton erfolgt sind. Auch ein Vergleich mit dem Preis von genieteten Eisenkonstruktionen, die gegen Ende 1917 auf den doppelten Friedenspreis gestiegen waren, jetzt aber schon wieder auf den 1½-fachen gesunken sind, führt zu ähnlichen Ergebnissen.

Der Einfluß einer Herabsetzung des Verkaufspreises auf den Stand des 1½-fachen Friedenspreises auf die Dividende kann aber nur ausgleichend werden durch gleichzeitige Heraufsetzung der Erzeugung von jetzt monatlich etwa 260 000 t auf eine Leistung, die möglichst den Friedensstand von 1913 mit 600 000 t schon in der Uebergangszeit wieder erreicht.

Es fragt sich nun, ob sich für diese Mengen auch die Absatzmöglichkeit bietet. Die Ausfuhr betrug vor dem Krieg etwa 12% der gesamten Erzeugung, wovon 6% allein über See gingen. Eine möglichst starke Ausfuhr von Zement durch unsere Schiffe nach dem Krieg liegt sowohl im Interesse der Zement-Industrie, wie unserer Valuta. Die Ausfuhr über die Grenzen auf dem Landweg wird zu nächst stark beeinträchtigt werden, weil unsere Nachbarstaaten alle leistungsfähige Zementfabriken besitzen; in Belgien haben wir sie sogar selbst im militärischen Interesse mit Rücksicht auf die Wagennot erst zur vollen Leistungsfähigkeit gebracht. Der deutschen Zement-Industrie muß daher auch ihr bisheriges Absatzgebiet im Westen durch entsprechende Maßnahmen des Reiches erhalten werden, im Osten wird darauf hinzuwirken sein, daß mit dem Ausbau des Neulandes auf verkehrs-technischem und kulturellem Gebiet sobald als irgend möglich begonnen wird. Hier können unserer Beton-Industrie neue Aufgaben erwachsen. Das hauptsächlichste Absatzgebiet wird aber doch in der Uebergangszeit das eigene Land bleiben, das nach dem Krieg ja auf baulichem Gebiet Vieles nachzuholen, wiederherzustellen, neu zu schaffen haben wird. Die gesamten Eisenbeton-Hochbauten der Städte werden dabei etwa 100 000 t, der Kleinbedarf des Landes wird 100- bis 150 000 t aufnehmen können. Rechnet man dazu 50 000 t für die Ausfuhr, so ergibt das 300 000 t und es verbleibt von der Gesamterzeugung von 600 000 t dann noch der gleiche Betrag für die großen Tiefbauten und Verkehrsbauten. Mit diesen müßte also sofort nach Friedensschluß in großem Maßstab begonnen werden.

Von allen Fragen der Erzeugungsmengen, der Preise und des Absatzes werden Zement-Industrie und Beton-Industrie in gleichem Maße betroffen. Wie die Zement-Erzeuger, so werden nach dem Kriege auch die Zement-

Verbraucher vor neue Aufgaben gestellt werden, die die Anspannung aller Kräfte erfordern. Dabei werden sie zwei für die Preisbildung wesentliche Einflüsse stark erhöht finden, die Arbeitslöhne und die Holzpreise. Während nun die Baueisen-Industrie zu einer weitestgehenden Mechanisierung ihrer Werkstätten und Montage-Betriebe und zu einer möglichststen Normalisierung übergehen wird, ist die Uebertragung dieses neuzeitlichen Gedankens auf den Beton- und Eisenbetonbau wesentlich schwieriger, weil die Werkstattarbeit hinter derjenigen an Ort und Stelle zurückbleibt. Alle Mittel zur Einschränkung der Kosten müssen aber auch bei uns zielbewußt angewendet werden, wie z. B. das bekannte Verfahren des Fließ-Betons.

Eine zweite Schattenseite der Beton- und namentlich der Eisenbeton-Industrie bildet der ungeheure Holzverbrauch. Seine Einschränkung muß künftig mit allen Mitteln durchgeführt werden und zwar durch sorgfältigste und sparsamste Ausbildung von Einschalungstypen, durch Vermeidung alles unnützen Sägens und Nagelns, durch Festlegung als normal anzusehender Stärken und Längen der Bretter. Gewisse Normalisierungs-Gedanken sind somit auch im Eisenbetonbau durchführbar, wie z. B. auch die Verringerung der Lagerbestände an Rundeseisen durch die Festlegung, daß nur eine geringe Anzahl von Durchmessern als normale Querschnitte abgewalzt werden. Hierzu kommt die Ausbildung normaler Fördergefäße, Hebevorrichtungen und Werkzeuge, sowie endlich die Vereinfachung der zeichnerischen Darstellungen zur Verminderung der Büroarbeit. In letzter Zeit sind auch wiederholt Stimmen laut geworden, die sowohl Fortbildungskurse für die Vorarbeiter und Techniker fordern, wie auch für Ingenieure und zwar im Anschluß an eine Versuchsanstalt. Der Wettbewerb zwingt die Eisenbeton-Industrie somit, ihre ganze Kraft nicht nur der Erlangung neuer Aufträge unter erschwerten Verhältnissen, sondern auch dem inneren Ausbau zuzuwenden.

Das sind die Aufgaben, die die Zement- und Beton-Industrie in der Uebergangszeit und später zu erfüllen haben. Zunächst wird sie aber noch eine schwere Zeit durchzumachen haben, weil der ungeheure Bedarf unserer Fronten im vorigen Jahr jetzt stark eingeschränkt werden wird. Die Umsatzmenge wird daher zunächst noch beträchtlich sinken und das gleiche gilt für die Beton-Industrie, die nach dem gewaltigen Aufschwung von 1917 bereits in eine Zeit des Stillstandes und Rückganges eingetreten ist. Die Industrie hat also leider reichlich Muße, um sich für künftige Taten zu kräftigen. Auf wissenschaftlich-technischem Gebiet hat sie die Kraftprobe des Krieges glänzend bestanden, die Macht wirtschaftlicher Gedanken hat uns der Weltkrieg zum klaren Bewußtsein gebracht. Das Zusammenwirken technischer Wissenschaft und politischer Wirtschaftslehre mögen uns vereint auch im Frieden zum Siege führen. —

### Vermischtes.

**Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.** 17. Einsturz einer Hohlsteindecke. Die Decken in einem Schulhausneubau bestanden aus Eisenbetonrippen von 6,46 m Stützweite, deren Zwischenräume mit Hohlsteinen ausgefüllt waren. Die Decke über dem 2. Stockwerk hatte als Einzellast eine Holzsäule zur Unterstützung des Daches zu tragen und war zu diesem Zweck mit einer Verstärkungsrippe versehen. Die Bauleitung für den Neubau wurde von der Schulgemeinde dem Architekten A und die Ausführung der Eisenbetonarbeiten dem Maurermeister B übertragen, mit dem vereinbart wurde, daß er der Baupolizei gegenüber die alleinige Verantwortung für die Güte und Konstruktion der Eisenbetonarbeiten trüge. Die Berechnung der Hohlsteindecke wurde von einer Eisenbetonbaufirma C aufgestellt, mit der Unterschrift des Architekten A der Baupolizei zur Prüfung eingereicht und erhielt den baupolizeilichen Vermerk: „Die Genehmigung kann erteilt werden, die Eisenbetonkonstruktionen sind jedoch noch statisch nachzuweisen“. Der Architekt A, dessen Vorbildung für Eisenbetonbau-Berechnungen nicht ausreichte, überließ dem Maurermeister B die Nachprüfung der Berechnung und drängte, als dieser keine Bedenken hatte, die Decke in der vorgeschlagenen Weise auszuführen, auf beschleunigte Fertigstellung. Die Berechnung war jedoch tatsächlich falsch und ergab zu geringen Eisenquerschnitt.

Die nach dem beanstandeten Entwurf ausgeführten Decken über dem Keller und 1. Stockwerk wurden ausgeschalt und zeigten keinerlei Risse. Die Decke über dem 2. Stockwerk wurde von einem nach militärischer Einzählung der zuerst beschäftigten Maurer eingestellten Polier ausgeführt. Der Beton wurde einmal trocken und einmal naß gemischt, der verwendete Sand hatte lehmige Beimengungen und die Decke war während eines achttägigen starken Regens der auslaugenden Wirkung des durchtropfenden Was-

sers ausgesetzt. Vor der Ausschaltung wurde die Decke mit 2000 Stück Dachziegeln belastet. Als die Stützen der Verschaltung entfernt wurden, stürzte die Decke ein und durchschlug die Decke des darunter liegenden Stockwerkes, wobei ein Arbeiter schwer und ein zweiter leicht verletzt wurde. Die einzelnen Stampfschichten der eingangs erwähnten Verstärkungsrippe hatten sich beim Einsturz völlig von einander abgeschält. Die übrigen, fehlerhaft ausgeführten, aber nicht eingestürzten Decken sind später abgetragen worden.

Die vom Gericht über die Unfallursachen befragten Sachverständigen führen den Einsturz übereinstimmend auf die schlechte Ausführung und die falsche Berechnung zurück. Ein Teil der Sachverständigen hob hervor, daß das unvorsichtige Wegschlagen der Stützen in der Decke Risse erzeugt haben müsse. Gegen den Architekten A wurde Anklage wegen fahrlässiger Körperverletzung erhoben. Er wurde in der ersten Instanz verurteilt, weil das Gericht in der Inangriffnahme der Bauarbeiten vor der polizeilichen Genehmigung eine grobe Fahrlässigkeit und Vernachlässigung der Berufspflichten erblickte. Die Berufsstanz hob das erste Urteil auf und sprach den Angeklagten frei, da die fehlerhafte Ausführung der Verstärkungsrippe kein ausreichender Grund zur Verurteilung sei; die Eisenbetonbauweise sei so neu, daß der Angeklagte während seiner Ausbildungszeit keine Gelegenheit gehabt habe, sich damit zu befassen, auch sei nach Angabe der Sachverständigen durch die fehlerhafte Ausführung der Rippe allein noch kein gefährdender Zustand geschaffen worden. — L.-M.

Inhalt: Der Grundbau für die Erweiterung des Stadthauses in Hamburg. (Schluß.) — Berechnung des Rahmenbinders der Markthalle Mühlhausen. — Nationalwirtschaftliche Aufgaben der deutschen Zement- und Beton-Industrie. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin. Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin. Buchdruckerei Gustav Schenck Nachf. P. M. Weber in Berlin.